

Univerzita Karlova v Praze
Přírodovědecká fakulta

Studijní program: Geologie
Studijní obor: Geotechnologie



Anna Vilimová

Anizotropie pevnosti skalních hornin – interpretace laboratorních zkoušek
Rock strength anisotropy – interpretation of laboratory tests

Typ závěrečné práce:
Bakalářská práce

Vedoucí práce:
Ing. Josef Rott, Ph.D.

Praha 2018

Prohlášení:

Prohlašuji, že jsem závěrečnou práci zpracovala samostatně a že jsem uvedla všechny použité informační zdroje a literaturu. Tato práce ani její podstatná část nebyla předložena k získání jiného nebo stejného akademického titulu.

V Praze, 20. 8. 2018

Podpis

Abstrakt

Anizotropní materiál má v různých směrech různé vlastnosti. Anizotropie pevnosti je zvláštní typ chování pevnosti v závislosti na podobě struktury horniny. Vliv na její velikost má zejména úhel mezi směrem zatížení a plochou oslabení, důležité jsou ale i další parametry jako je tvar a velikost vzorku, vlhkost aj. Podle tvaru této závislosti můžeme anizotropii rozdělit na „U type“, „shoulder type“ a „undulatory type“ nebo ji můžeme členit podle způsobu jejího vzniku na přirozenou a vyvolanou. Pro výpočet pevnosti anizotropních materiálů existuje celá řada vztahů, většina z nich empiricky odvozená z velkého množství laboratorních zkoušek. V současné době nejpoužívanějším a nejkompaktnějším je Hoek-Brownovo kritérium porušení. Nejčastějším způsobem interpretace anizotropie pevnosti je grafické zpracování obálek pevnosti a závislosti napětí při porušení na úhlu mezi směrem zatížení a plochami oslabení. Kombinací těchto dvou grafů je možné vytvořit plochu porušení horniny. Skutečnost, že hornina nemá ve všech směrech stejnou pevnost, a způsob, jak anizotropii charakterizovat a spočítat její velikost, je zásadní zejména pro návrhy geotechnických konstrukcí a určení napěťového stavu horninového masívu.

Poděkování

Chtěla bych poděkovat svému školiteli Ing. Josefu Rottovi, Ph.D. za věcné připomínky a vstřícný přístup při vedení práce.

Obsah

1	Úvod.....	1
2	Pevnost	2
2.1	Charakteristika pevnosti.....	2
2.2	Parametry ovlivňující pevnost.....	4
2.2.1	Velikost vzorku	4
2.2.2	Tvar vzorku	6
2.2.3	Vlhkost a obsah vody	8
2.2.4	Teplota.....	9
2.2.5	Komorový tlak.....	10
2.2.6	Anizotropie	11
2.3	Měření pevnosti a pevnostní zkoušky	11
2.3.1	Zkouška pevnosti v prostém tlaku.....	12
2.3.2	Rotačně trojosá zkouška (triaxiální)	13
2.3.3	Zkouška pevnosti v příčném tahu (Brazilská)	13
3	Kritéria porušení.....	15
3.1	Charakteristika kritérií porušení.....	15
3.2	Typy kritérií porušení	17
3.2.1	Mohr-Coulombovo kritérium porušení	17
3.2.2	Griffithovo kritérium porušení	18
3.2.3	Hoek-Brownovo kritérium porušení.....	19
4	Anizotropie pevnosti.....	20
4.1	Obecná charakteristika	20
4.2	Stanovení anizotropie pevnosti a výčet kritérií porušení.....	24
5	Hoek-Brownovo kritérium porušení	27
5.1	Obecná podoba	27
5.2	Zobecněné Hoek-Brownovo kritérium.....	28
5.3	Hoek-Brownovo kritérium – anizotropní horniny	31
6	Interpretace dat.....	33
7	Závěr.....	43
8	Seznam literatury	45

1 Úvod

Pevnost je odedávna studovaná vlastnost materiálů a v oblasti mechaniky hornin a inženýrsko-geologických nebo geotechnických průzkumů je jedním z nejdůležitějších témat. Jak se hornina bude chovat při různé úrovni zatížení, jaká bude reakce horniny při působení napětí z různých směrů a jak dlouho je možné vystavovat horninu takové zátěži, než dojde k jejímu porušení – to všechno jsou otázky kladené při stanovování pevnosti horniny s ohledem na cíl výzkumu. Oblasti, ve kterých se nejčastěji setkáme s nutností stanovení pevnosti horniny, jsou podzemní a důlní díla, tunely a jiné geotechnické stavby, nesmíme ale zapomínat ani na chování horniny samotné, bez ovlivnění člověkem. I za takových podmínek může dojít k porušení horniny a následnému skalnímu řízení a v takovém případě je dobré vědět, za jakých okolností taková událost nastane.

A proč právě anizotropie pevnosti? Pevnost je charakteristika horniny, jejíž hodnota závisí na mnoha parametrech a jedním z těchto parametrů je její struktura. Horniny s anizotropní strukturou, stejně jako dřevo a jiné látky s proměnnými vlastnostmi v jiných směrech, vykazují jinou pevnost, pokud napětí působí kolmo, rovnoběžně nebo obecně šikmo k plochám či osám izotropie. V geologii takové materiály nejsou výjimkou a v oblasti hornin rozeznáváme z tohoto hlediska např. různé druhy rul, břidlic, fylitů, svorů, dolomitů, vápenců, ale třeba i jílovců, pískovců nebo usměrněných magmatických hornin. Jako příklad za všechny může posloužit stébelnatá rula na Obr. 1.

Definovat chování těchto anizotropních hornin a správně interpretovat výsledky provedených zkoušek není zcela snadné, přitom je ale zásadní při zpřesňování podoby napěťových polí geotechnických staveb i jiných projektů. Ve své práci se budu zabývat obecnou charakteristikou a určením pevnosti horniny, charakteristikou anizotropní pevnosti a jejími rozdíly oproti pevnosti hornin s obecnou strukturou a v neposlední řadě stanovením anizotropie pevnosti a interpretací získaných dat. Cílem práce je charakterizovat anizotropii pevnosti vybraných hornin a na základě toho interpretovat data laboratorních zkoušek získaná rešerší.



Obr. 1 Stébelnatá rula (Chamra, 2004)

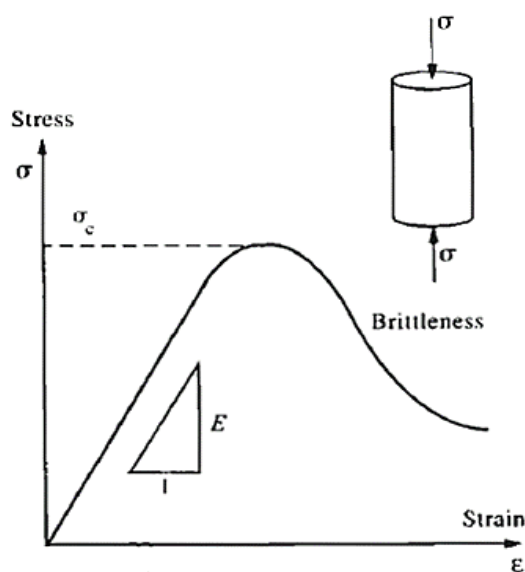
2 Pevnost

2.1 Charakteristika pevnosti

Každá hornina má své charakteristické vlastnosti, od kterých se následně odvíjí veškeré její chování a reakce s okolím. Tyto vlastnosti můžeme rozdělit na popisné, kam zařadíme např. tvar a velikost zrn, strukturu nebo texturu horniny, fyzikální, mezi které patří objemová hmotnost, pórovitost atp., a mechanické, tj. pevnost, modul pružnosti či modul deformace. (Mencl, 1966)

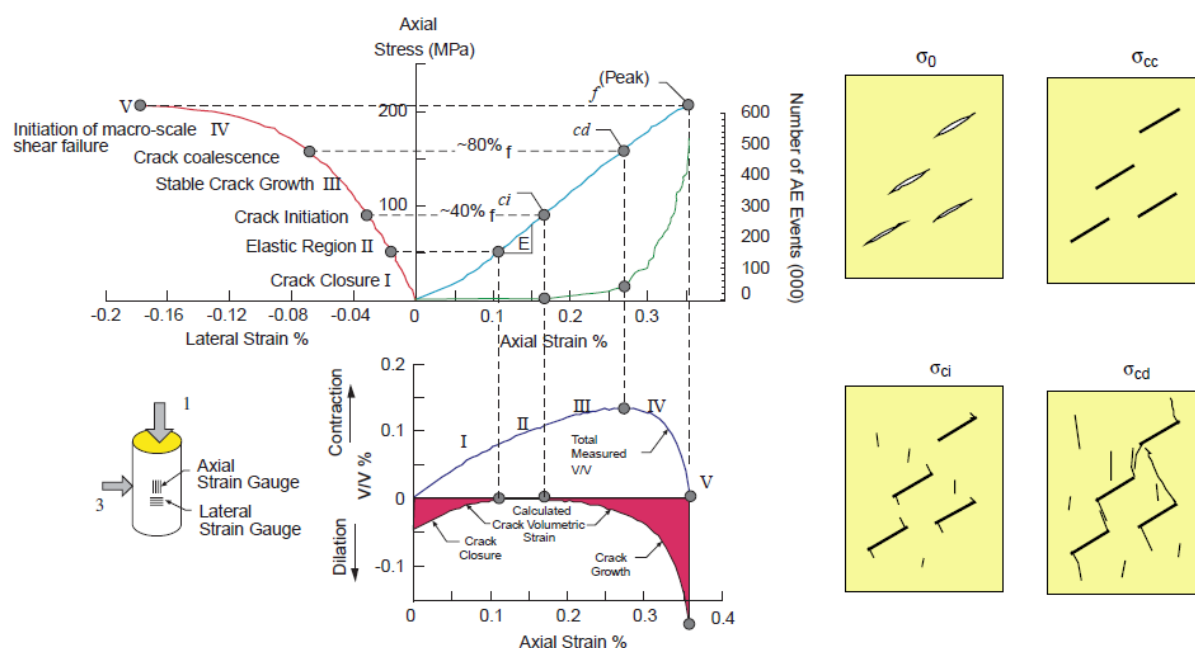
Pevnost je jednou ze základních mechanických vlastností hornin. Její velikost odpovídá maximálnímu napětí při porušení horniny. Velikost pevnosti se dle jejich stavu pro různé typy hornin liší. Mezi faktory ovlivňující stav horniny patří především chemické a mineralogické složení horniny, pórovitost, stupeň zvětrávání, teplota, vlhkost a historie horniny, která ovlivňuje její mikrostrukturu, především hustotu a rozložení mikrotrhlin. (Paterson, 1978) V neposlední řadě závisí na době trvání zatížení a creepových vlastnostech. (Hudson & Harrison, 1997) Velikost pevnosti se ale neliší pouze v závislosti na konkrétním typu a vzorku horniny, ale také v závislosti na způsobu jeho zatížení. Podle toho pak rozlišujeme různé druhy pevnosti, například pevnost v tahu, v tlaku, ve smyku, ve zkrutu a jiné další.

Mechanické chování horniny lze jednoduše popsat pomocí tzv. napětí-o-deformační křivky v prostém tlaku. Ideové provedení můžeme vidět na Obr. 2. Graf zobrazuje velikost osového přetvoření ϵ na horizontální ose vůči napětí σ na ose vertikální. Napětí-o-deformační křivkou jsou určeny tři hlavní parametry horniny: tuhost, pevnost a křehkost. Tuhost je znázorněna sklonem prvního lineárního úseku křivky. Čím je tuhost materiálu vyšší, tím je úsek strmější. Vrchol křivky určuje pevnost horniny a její křehkost je určena rychlostí poklesu napětí v posledním úseku napětí-o-deformační křivky. Tvar úplné napětí-o-deformační křivky je pro každou horninu individuální a je určen mikrostrukturou daného materiálu. (Hudson & Harrison, 1997)



Obr. 2 Úplná napětí-o-deformační křivka (Hudson & Harrison, 1997)

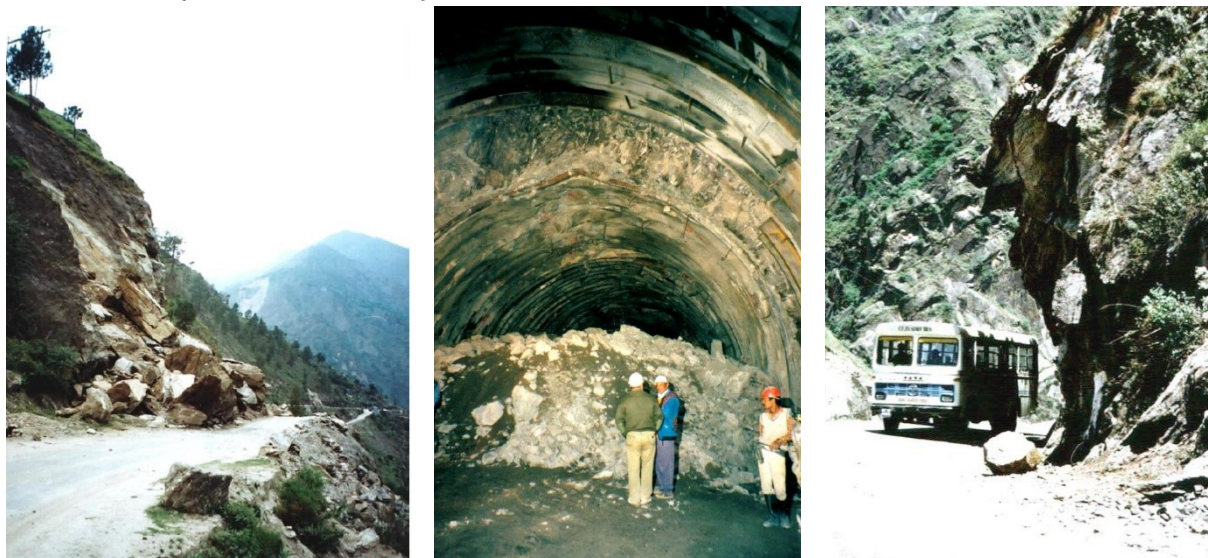
Podrobnější schéma mechanického chování horniny za působení prostého tlaku představuje Obr. 3. Tento diagram je rozdělen do čtyř spolu souvisejících částí, a kromě závislosti osového přetvoření na napětí znázorňuje také závislost přetvoření stranového, změnu objemu vzorku a vývoj mikrotrhlin (indikovaný akustickou emisí, konkrétně počtem mikroprasklin), jenž je zásadní při porušení horniny. Stav mikrotrhlin v jednotlivých fázích zatěžování je umístěn úplně vpravo. Vidíme, že při nulovém zatížení (σ_0) jsou mikrotrhliny mírně otevřené. V první fázi zatěžování (I) dochází k jejich uzavírání (σ_{cc}), zmenšení objemu vzorku a k nerovnoměrnému přetvoření. V druhé fázi zatěžování (II) jsou mikrotrhliny již uzavřeny a hornina se v tuto chvíli nachází v oblasti elastického chování. Přetvoření je lineární a nedochází k výrazným objemovým změnám, dokud napětí nedosáhne hranice elastického chování (σ_{ci}). σ_{ci} je hodnota napětí, při které začíná vývoj nových trhlin, které však ještě nejsou vzájemně propojené. Při třetí fázi zatěžování (III) dochází k dilatanci a opětovnému růstu objemu horninového vzorku, osově ani stranové přetvoření již není lineární a celková rychlost přeměn se pomalu snižuje. Ve čtvrté fázi (IV) dosáhne úroveň napětí hodnoty σ_{cd} , při které se začnou jednotlivé mikrotrhliny propojovat a je to počáteční fáze pro rozpad horniny. V této chvíli dochází k prudké dilatanci a celý proces je skončen dosažením vrcholové pevnosti σ_c a smykovým porušením horniny. (Cai, et al., 2004)



Obr. 3 Napětí-deformační diagram znázorňující vývoj mikrotrhlin v horninovém vzorku za působení prostého tlaku. Křivky: červená – stranové přetvoření, modrá – osově přetvoření, fialová – objemové přetvoření, zelená – počet mikroprasklin (Cai, et al., 2004)

Praktické využití znalosti hodnoty pevnosti horniny uplatníme především v inženýrské geologii, stavitelství a důlním inženýrství. V těchto odvětvích dochází k přímému kontaktu člověka a jeho činnosti s námi zkoumaným materiálem. Zásadní důležitost zde má chování horniny nebo horninového masívu po zásahu člověka, které se pomocí různých metod snažíme předpovědět. Ať už se jedná o návrh geotechnické konstrukce, jako je například tunel nebo důlní dílo, kde má horninové prostředí vliv na celou stavbu, nebo hornina slouží pouze jako stavební podloží, bude nás v obou případech zajímat

rozložení napětí v materiálu, jeho pevnost a z toho vyplývající míra použitelnosti pro naše účely. (Amadei, 2007) Znalost chování horninového materiálu je významná pro pochopení problému a jeho předpověď napomáhá při odhadu navrhovaných parametrů konstrukce. (Bieniawski, 1974)



Obr. 4 Příklady inženýrskogeologických konstrukcí s výrazným vlivem pevnosti horniny (Hoek, 2007)

2.2 Parametry ovlivňující pevnost

Asi většinu lidí napadne, že různé horniny budou mít různou pevnost, ale ne každý už předpokládá, že i pevnosti horniny stejného typu se mohou zásadně lišit. Co všechno může ovlivnit pevnost zájmového materiálu přehledně shrnul v tabulce Bieniawski (1974) (Obr. 5).

V následujícím textu je uvedeno charakteristické chování hornin pod vlivem vybraných parametrů.

2.2.1 Velikost vzorku

Velikost testovaného vzorku má na určenou hodnotu pevnosti horniny zásadní vliv. Celkový charakter horniny tvoří krystaly, zrna a trhliny v ní se objevující. Mluvíme-li o neporušených horninách, roli trhlín zastupují tzv. mikrotrhliny, porušení téměř neznatelná, avšak přesto mající významný vliv na velikost pevnosti.

Obecný trend říká, že se zvýšením velikosti vzorku klesá jeho pevnost (Obr. 6). Čím větší je vzorek, tím větší obsahuje počet mikrotrhlín a pravděpodobnost porušení roste. Tento jev lze charakterizovat pomocí veličiny nazvané representative elemental volume (REV), která určuje objem vzorku, při kterém dochází k ustálení hodnoty zkoušené vlastnosti materiálu. Pokud totiž budeme pevnost či jiný parametr zkoušet na příliš malém vzorku horniny, nemusí námi vybraná část odpovídat její celkové struktuře (např. homogenní oblast v jinak rozpuštěné hornině). V takových případech mají výsledky zkoušek extrémní hodnoty, s rostoucím objemem vzorku ale dochází k jejich postupnému vyrovnání a při dosažení REV, tedy objemu vzorku, který je svou velikostí schopen charakterizovat vlastnosti horninového masívu, se hodnota stává konstantní. Z tohoto důvodu je třeba pevnost horniny testovat na dostatečně velkém vzorku, aby nedocházelo k mylné

TABLE I
FACTORS INFLUENCING BEHAVIOUR OF ROCK

I. CHARACTERISTICS OF ROCK	
(i)	<i>Rock material structure</i> Lithology, anisotropy, cracks, and pores
(ii)	<i>Rock mass structure</i> Discontinuities (joints, faults, bedding planes, etc.), their type, orientation, continuity, roughness, waviness, spacing, and length
(iii)	<i>Properties</i> Mechanical, physical, and chemical properties of rock material, discontinuities, and rock mass
II. SPECIMEN AND ENVIRONMENTAL CONDITIONS	
(i)	Moisture content, temperature, and pore-pressure conditions
(ii)	Ground-water conditions and chemical environment (weathering)
(iii)	Specimen size and shape
III. STATE OF STRESS OR STRAIN	
(i)	Magnitude of applied stress or strain
(ii)	Distribution of stress or strain (uniformly and non-uniformly distributed tension, compression, bending or torsion; effects of specimen ends, platens, and machine)
IV. METHOD OF LOADING	
(i)	Type of loading (uniaxial, biaxial, triaxial, tensile, compressive, or shear components)
(ii)	Rate of loading: slow (static) loading: lower than 10 MPa/s rapid (dynamic) loading: 10 to 10 ⁵ MPa/s instantaneous (impact) loading: > 10 ⁵ MPa/s
(iii)	Pattern of loading (constant load, gradually increasing monotonically, repetitive (fatigue), pulse, or alternating)

Obr. 5 Přehled faktorů ovlivňujících chování hornin (Bieniawski, 1974)

charakteristice horninového masívu na základě jeho jedné nehomogenní části. (Goodman, 1989), (Hudson & Harrison, 1997)

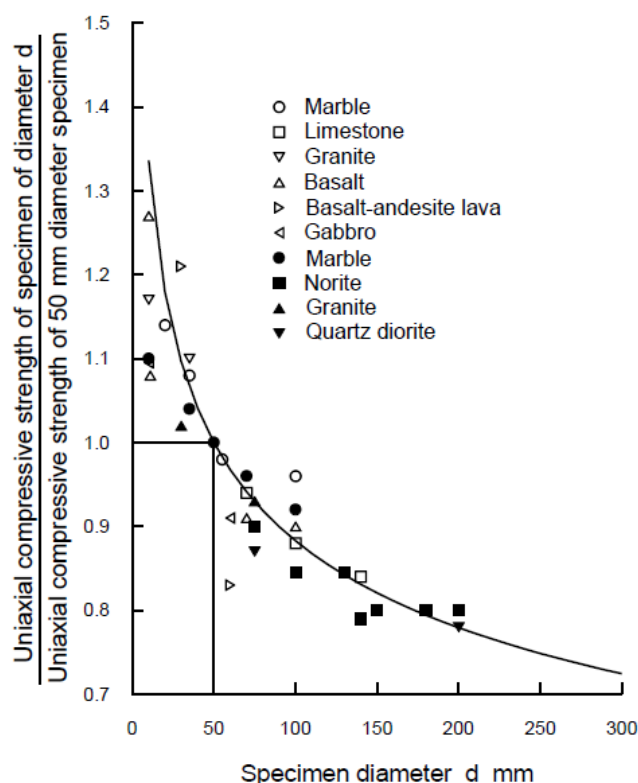
Důležitým aspektem pro posuzování vlivu velikosti vzorku na jeho pevnost je korelace laboratorních zkoušek a zkoušek *in situ*. Tento vztah umožňuje uplatnění laboratorních zkoušek pevnosti v inženýrskogeologické praxi.

Pozorování velikostní závislosti byla prováděna převážně na zkouškách v jednoosém tlaku, případně na zkouškách Brazilekých. Teorie, které pak z těchto měření vycházejí můžeme rozdělit do dvou skupin:

- a) teorie založené na statistickém rozložení vážnosti kazů (trhlin), ve kterých mají pukliny svůj počátek
- b) teorie založené na realistickém modelu struktury mikrotrhlin opravdových hornin

Mezi teorie řadící se do první kategorie patří tzv. teorie nejslabšího článku, které vychází z tvrzení, že k rozpadu horniny dojde, jakmile napětí v jednom bodě překročí hranici pevnosti. Nejznámější z nich je Weibullova teorie, která pro vyjádření závislosti pevnosti na velikosti vzorku využívá distribuční funkci a říká, že napětí při porušení je úměrné $V^{-1/\beta}$, kde V je objem vzorku a β konstanta. Pokud toto zjednodušíme, tak podle teorie platí, že čím větší je vzorek, tím větší je pravděpodobnost výskytu většího kazu a hornina má

tedy nižší pevnost. Pro obecné zatížení je však lépe využívat teorie vycházející z představy reálných hornin, které více odpovídají skutečnosti. (Paterson, 1978), (Goodman, 1989) (Amaral, et al., 2007)



Obr. 6 Vliv velikosti vzorku na pevnost neporušené horniny (Hoek & Brown, 1980b) (Hoek, 2007)

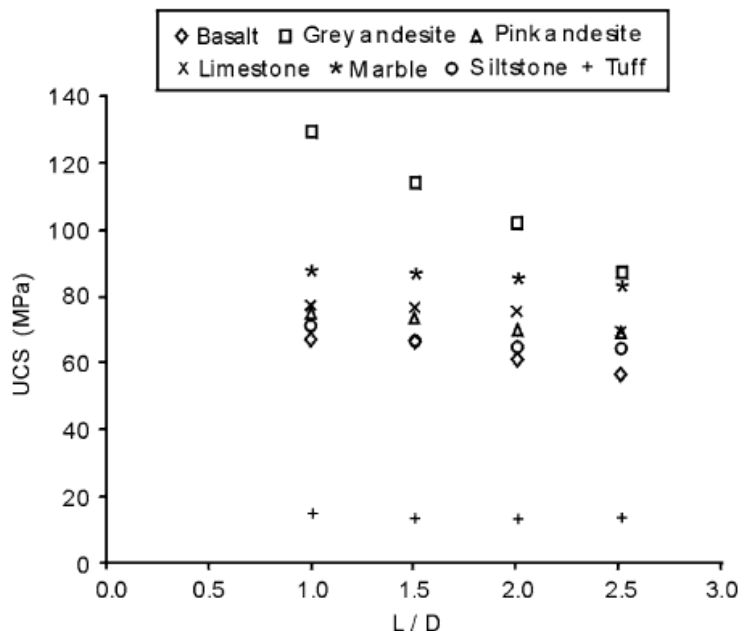
Mezi horniny, které vykazují největší míru závislosti pevnosti na velikosti vzorku patří např. uhlí, alterované granitické horniny nebo břidlice. Poměr pevností změřených při polních a laboratorních zkouškách může někdy u těchto vzorků dosáhnout až velikosti 10 nebo více. (Goodman, 1989)

Samostatným tématem by mohla být závislost pevnosti na velikosti zrn. Protože se však jedná o složitý problém, kdy se změnou velikosti zrn většinou dochází i ke změně mikrostruktury a částečně i složení horniny, je těžké rozlišit, které rozdíly ve vlastnostech jsou způsobeny změnou velikosti zrn a které změnou jiných parametrů. Uvedu zde proto jen obecný předpoklad, že menší velikost zrn vede k vyššímu napětí při porušení (pevnosti). (Paterson, 1978)

2.2.2 Tvar vzorku

Tvar vzorku může ovlivňovat pevnost hned několika způsoby. Nejvýznamnějším a nejčastěji zkoumaným z nich je vliv velikosti poměru délky ku průměru vzorku (L/D). Mezi další a spíše okrajové vlivy bez zásadní důležitosti patří vliv velikosti energie elastické přeměny, kterou je vzorek o daném tvaru schopen absorbovat, a tvar či poškození povrchu vzorku, především u malých, kde tak dochází k ovlivnění poměru plocha ku objemu vzorku. (Paterson, 1978)

Vliv poměru L/D na pevnost můžeme pozorovat na Obr. 7, ze kterého je jasně patrné, že pevnost s rostoucím poměrem délky a průměru vzorku klesá. Z grafu je však také patrné, že ne pro všechny testované horniny je velikost této závislosti stejná. Jedná se především o tuf a šedý andezit. Obě tyto horniny se díky svým dalším vlastnostem, jako je pórovitost a velikost zrn, velmi odlišují. (Turcay & Hasancebi, 2009)



Obr. 7 Závislost průměrné hodnoty UCS na zvyšujícím se poměru L/D (Turcay & Hasancebi, 2009)

Velký dopad na velikost pevnosti má při testování tzv. koncový efekt. Jedná se o efekt vyvolaný způsobem zatížení horninového vzorku při tahových a tlakových zkouškách, kdy na koncové plochy vzorku (s určitými, byť minimálními, povrchovými nehomogenitami a nerovnostmi) působí silou ocelové desky (v případě tahové zkoušky úchopy) zkoušecího přístroje, které mají odlišné elastické vlastnosti než zkoušená hornina. Kvůli tomuto rozdílu dochází k narušení homogenity rozložení napětí v hornině nebo ve vzorku vznikají zóny, kde dochází například k namáhání horniny přidruženým nechtěným smykem na podstavách či naopak přenos zatížení je nedokonalý. Z toho důvodu je třeba, aby poměr L/D byl dostatečně větší než 1, doporučená velikost je alespoň 2 až 2,5. Při této hodnotě je při zkoušce v prostém tlaku objem vzorku nezasazený elastickým chováním dostatečně velký pro správné určení pevnosti zkoušené horniny. U triaxiální zkoušky postačí díky komorovému tlaku, který způsobuje více homogenní rozložení napětí, poměr 2:1

Pro zlepšení výsledků laboratorních zkoušek je snaha koncový efekt odstranit. Jednou z metod snížení jeho vlivu je vložení tenké vrstvy materiálu s vhodnými elastickými vlastnostmi (např. teflon, molybden...), dalšími metodami jsou zdrsňení zatěžované plochy a tím zlepšení rozložení zatížení, hydraulické zatížení vzorku nebo využití horninových vzorků speciálních tvarů (vzorky s kónickými konci, duté válce nebo vzorky ve tvaru „psí kosti“). (Hudson & Harrison, 1997), (Paterson, 1978)

Zajímavým poznatkem vyplývajícím ze studie Thura (2001) je, že vliv tvaru vzorku je oproti vlivu jeho velikosti pouze okrajový.

2.2.3 Vlhkost a obsah vody

Dalším kritériem ovlivňujícím pevnost horniny je její vlhkost, tedy kolik vody hornina v daném objemu obsahuje. Za standartních podmínek není téměř žádná hornina stoprocentně suchá a se změnou vlhkosti se často mění i její mechanické a fyzicko-chemické vlastnosti. (Masuda, 2001)

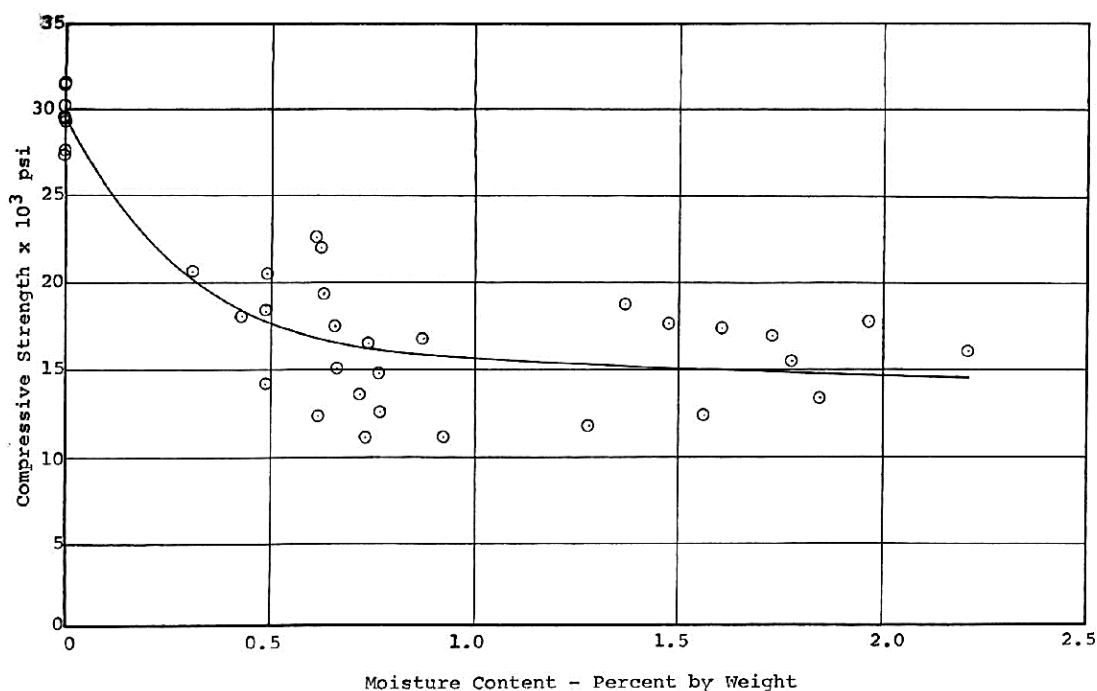
U některých hornin se může na první pohled zdát, že voda je nikterak neovlivňuje, u jiných naopak lze pozorovat její přímé dopady. Mezi extrémní případy patří například jílové břidlice s vysokým obsahem montmorillonitu, u kterých při saturaci může dojít k úplnému rozpadu. K výraznému oslabení dochází také u pískovců, u kterých díky chemickému působení vody na cementaci a pojivo dochází ke ztrátě pevnosti až o 15 %. Ať už však mluvíme o chemickém či mechanickém působení vody na horninu, největší vliv má u většiny v obou případech působení pórová a puklinová voda. (Goodman, 1989) Kromě pevnosti ovlivňuje přítomnost vody v hornině také schopnost deformace nebo její povrchové chování. Proto je měření vlhkosti v hornině doporučeno jako nedílná součást při určování pevnosti a mělo by být provedeno co nejdříve po odebrání vzorků, aby nedošlo k výrazné změně obsahu vody, a tedy chybné interpretaci pevnosti horniny. (Hudson & Harrison, 1997), (Hoek & Brown, 1998)

Vliv vlhkosti na pevnost horniny, konkrétně břidlice, ve svém práci graficky Martin (1966). Na grafu (Obr. 8) můžeme pozorovat výrazné snížení pevnosti s přibývajícím obsahem vody.

Z množství způsobů, jakým může přítomnost vody horninu ovlivnit bych chtěla zdůraznit především princip efektivních napětí. Tento princip poprvé definoval v roce 1936 Karl von Terzaghi a je široce využíván v mechanice zemin. (Atkinson, 1993) Později byla jeho platnost potvrzena i pro mechaniku hornin. Totální napětí (σ) působící na horninu můžeme rozložit na dvě složky – pórový tlak (u) a efektivní napětí (σ'). Pórový tlak je napětí přenášené kapalinou v pórových a puklinových prostorech a jsou-li tyto propojeny, je pórový tlak v celém objemu horniny stejný. Pórový tlak nezpůsobuje přeměnu horniny a lze ho tedy odečíst od všech normálových složek napětí. Jakákoliv deformace horniny je přímým vlivem efektivního napětí, účinné složky totálního napětí, která působí přímo na samotnou horninu. Terzaghiho princip efektivních napětí lze vyjádřit rovnicí:

$$\sigma' = \sigma - u \quad (1)$$

I když tato rovnice je platná zejména pro zeminy, lze ji s opatrností považovat za správnou i pro horniny. Podrobnější vysvětlení podává ve svém článku Skempton (1984). Pro suchou horninu platí, že efektivní napětí se rovná totálnímu. Naopak při dostatečném zvýšení pórového tlaku může být efektivní napětí sníženo do takové míry, že dojde k porušení horniny. (Hudson & Harrison, 1997) Porušení vlivem pórového tlaku předpokládá, že vnitřní prostředí v hornině – prostor v puklinách – je propojen s vnějším prostředím. Výjimkou jsou například stavy při zahřívání horniny, tj. i vody v pórech, jestliže se zbytková voda v těchto pórech nalézá. Je nutné si také uvědomit, že v mikrotrhlinách je voda vázaná, a tudíž s odlišnými fyzikálními charakteristikami než voda volná. (Rott, 2018)



Obr. 8 Graf závislosti pevnosti břidlice na vlhkosti (Martin, 1966)

Využitím principu efektivních napětí při výpočtech pevnosti a jejích kritérií se lze vyvarovat chyb způsobených nezohledněním přenosu napětí i jiným než horninovým prostředím.

Mezi další způsoby vlivu vody na horninu patří desikace (vysoušení) a rozbídní hornin. V obou případech se jedná především o horniny s vysokým obsahem jílových minerálů a v obou případech se jedná o narušení stabilního stavu horniny mechanickým namáháním a následný možný rozpad za velmi nízkých napětí. Opačný efekt má bobtnání, kdy hornina na sebe váže kapalinu, a to může vést ke vzniku přídavného napětí. Velikost přídavného napětí může dosáhnout až stejné velikosti, jako mají napětí způsobená napětíovým polem *in situ*, a vést tak k porušení horniny. (Hudson & Harrison, 1997)

Důležitými vlivy také jsou chemické složení vody způsobující rozpouštění hornin a změnu fyzikálních vlastností (především u křemičitých hornin), alterace a mrazové zvětrávání. (Masuda, 2001), (Hudson & Harrison, 1997)

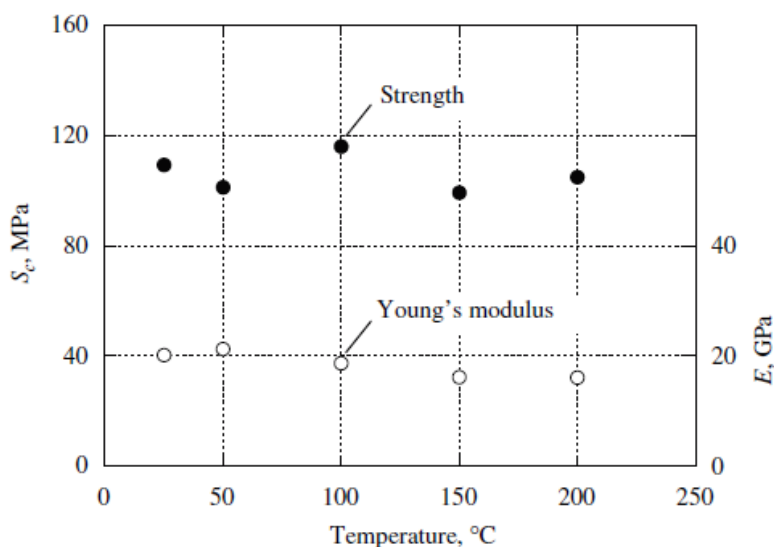
2.2.4 Teplota

Vliv na pevnost horniny nemá pouze složení a struktura horniny samotné, ale také prostředí, v jakém se vyskytuje. Mezi takové faktory působící na horninu patří například teplota.

I když na toto téma nebylo provedeno mnoho podrobných studií, obecný trend říká, že se zvýšením teploty dochází ke snížení pevnosti horniny, a naopak ke zvýšení její duktility. K těmto změnám však dochází až za výrazně vyšších teplot a jsou předmětem zájmu zejména těch, kteří se zajímají o celkové chování zemské kůry a původ zemětřesení s ohniskem ve velkých hloubkách. V běžném rozmezí teplot ovlivňujícím stavební či důlní inženýrství je vliv teploty zanedbatelný. (Hoek, 1966)

Pro své zkoušky vlivu prostředí na pevnost andezitu testovali vliv teploty Jeong, et al. (2006), kteří v rozmezí teplot 23–200 °C potvrdili pouze zanedbatelnou změnu velikosti napětí při porušení (Obr. 9).

Zajímavostí je zájem o vliv velmi nízkých teplot na horniny kvůli možnosti zkapalnění ložisek zemního plynu. (Hudson & Harrison, 1997)

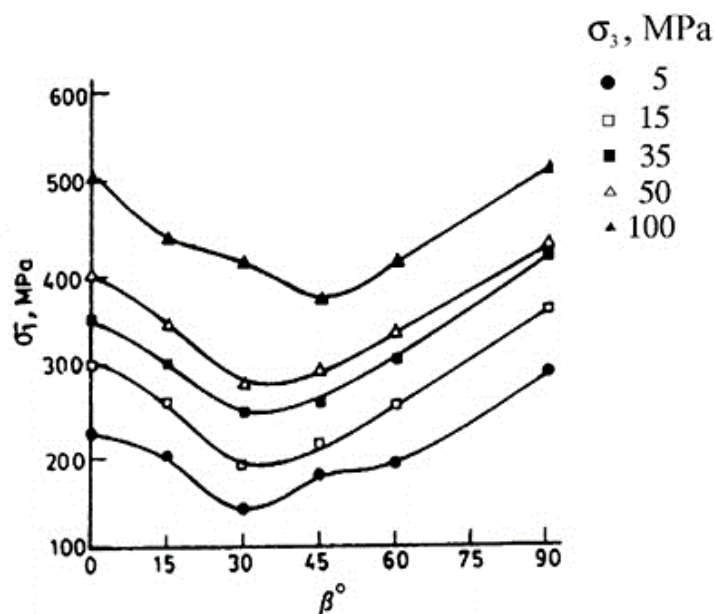


Obr. 9 Vliv teploty na pevnost andezitu (Jeonga, et al., 2007)

2.2.5 Komorový tlak

Komorový tlak je využíván u triaxiálních zkoušek. Vyvozuje se na zkoušenou horninu umístěnou do komory, která je naplněná kapalinou. Je všesměrný.

Aplikace komorového tlaku způsobuje mírné stlačení horniny a částečné uzavření mikrotrhlin a případných diskontinuit, dochází tak ke zvýšení pevnosti zkoušeného



Obr. 10 Vliv komorového tlaku (σ_3) na pevnost (σ_1) kvarcitické břidlice. (β – úhel mezi směrem zatížení a rovinou oslabení horniny) (Nasseri, et al., 2003)

vzorku. (Obr. 10) Toto tvrzení dokládají například experimentální práce Nasserihho, et al. (2003), McLamore a Graye (1967) a Ramamurthyho, et al. (1993).

2.2.6 Anizotropie

Anizotropie horniny je předurčená především její strukturou a texturou a zásadně ovlivňuje velikost pevnosti. Anizotropní chování je důsledkem již existujících ploch oslabení, mezi které patří např. foliace, vrstevnatost nebo různé druhy diskontinuit. V závislosti na úhlu mezi směrem zatěžování vzorku a sklonem ploch oslabení v něm může dojít ke snížení nebo zvýšení pevnosti. Tato problematika je podrobněji rozvedena v kapitole 4 Anizotropie pevnosti.

2.3 Měření pevnosti a pevnostní zkoušky

Pro získání konkrétních hodnot pevnosti charakteristických pro testovanou horninu se využívá zkoušek pevnosti. Zkoušky pevnosti můžeme rozdělit na laboratorní zkoušky a zkoušky *in situ* (na místě odebrání vzorku). Během let bylo vyvinuto množství různých druhů obou typů testování, abychom při jejich využití byli schopni co nejpřesněji určit, jak se bude hornina v konkrétní situaci chovat a jaké hodnoty zatížení nemohou být překročeny, aby nedošlo k jejímu porušení a rozpadu. Ve své práci se však budu zabývat pouze laboratorními zkouškami hornin.

Nejběžnějšími laboratorními zkouškami využívanými pro určení pevnosti hornin jsou zkouška v prostém tlaku, triaxiální zkouška, Brazilská zkouška (zkouška v příčném tahu) a smyková zkouška. Tyto pevnostní zkoušky představují kombinaci dobré proveditelnosti a opakovatelnosti s přijatelnou finanční náročností testování. Právě kvůli jejich častému využití a výsledkům zhodnocujícím zájmové parametry této práce se budu těmto zkouškám věnovat podrobněji dále.

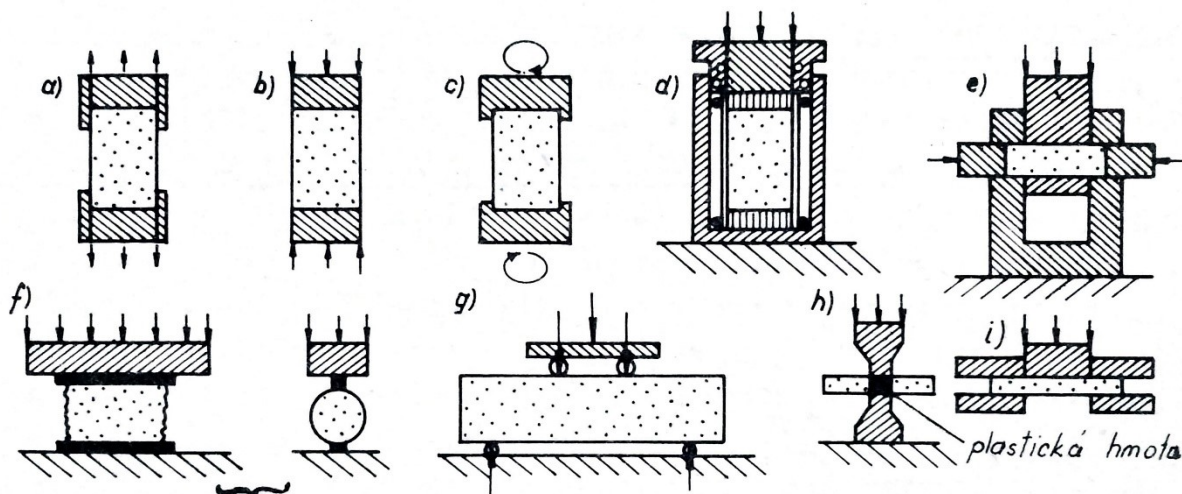
Kromě výše zmíněných existují další zkoušky, které využívají méně běžných a složitějších postupů. Jejich seznam a standardizované postupy lze nalézt v publikaci vydávané ISRM (International Society for Rock Mechanics), která je vždy jednou za pár let aktualizována a doplněna o nejnovější postupy.

Seznam pevnostních zkoušek skalních hornin (Rott, 2018):

- prostá tahová zkouška (uchycení obou okrajů, uchycení jednoho okraje – centrifuga)
- zkouška pevnosti v příčném tahu (Brazilská zkouška)
- zkouška pevnosti v tahu za ohybu
- zkouška pevnosti v prostém tlaku
- rotačně trojosá zkouška (triaxiální)
- zkouška pevnosti ve smykových matricích
- zkouška v pravém trojosém přístroji
- krabicová smyková zkouška
- rotační smyková zkouška horninového mezikruží
- biaxiální smyková zkouška
- hydrofrakturace
- zkouška bodové pevnosti v tlaku

- torzní zkouška
- povrchová zkouška kontaktní bodové pevnosti v tlaku
- zkoušky rázové pevnosti (razníkové zkoušky, zkoušky lomové houževnatosti apod.)
- speciální zkoušky (dynamické, na speciálních vzorcích apod.)

Schématické zobrazení některých laboratorních zkoušek ze seznamu je na Obr. 11.



Obr. 11 Laboratorní zkoušky hornin. a) zkouška v prostém tahu, b) zkouška v prostém tlaku, c) torzní zkouška, d) triaxiální zkouška, e) zkouška ve stříhu – válcový vzorek, f) zkouška v příčném tahu (Brazilejská zkouška), g) zkouška v tahu za ohybu, h) zkouška v tahu souosými razníky na disk horniny, i) zkouška ve stříhu na disku horniny. (Škopek, et al., 1986)

K porušení hornin dochází několika různými způsoby: v tahu, v tlaku, ve smyku a za ohybu. K porušení v přímém tahu dochází ve vrstevnatých horninách s málo vzájemně propojenými jednotlivými vrstvami. Po porušení v tahu je povrch horniny hrubý, bez úlomků a částec materiálu. Porušení v ohybu nastává převážně u stropů důlních děl, kde se hornina propadá pod svou vlastní vahou, rozpuká na menší části, které se následně uvolní. Smyk se projevuje nejčastěji ve slabých, zeminám podobných horninách (např. jílovité břidlice). K porušení dochází po smykové ploše při kritické hodnotě smykového napětí. Povrch smykové plochy po porušení je hladký s množstvím prachu a úlomků horniny. Porušení v tlaku je nejkomplexnějším typem ze zmíněných čtyř. V rámci jeho průběhu dochází ke vzniku a růstu tahových trhlin a jejich interakci prostřednictvím smyku a ohybu. K tomuto porušení dochází ve velmi stlačených vzorcích nebo v penetrovaných horninách. (Goodman, 1989) Jednotlivé laboratorní zkoušky jsou navrženy právě pro testování horninových vzorků v těchto konkrétních případech a jejich mechanismus se proto liší.

2.3.1 Zkouška pevnosti v prostém tlaku

Zkouška v prostém tlaku je nejčastěji používaná laboratorní zkouška v mechanice hornin. Provádí se na opracovaných horninových vzorcích nejčastěji válcového typu, někdy se však pevnost může zkoušet i na vzorcích tvaru kváдру nebo krychle. Poměr L/D by měl být v rozmezí 2-2,5. Výsledkem zkoušky je hodnota velikosti pevnosti v tlaku σ_c , která by kvůli objektivnosti měla být průměrem alespoň 5 zkoušek. Rámcově se velikosti pevnosti

v tlaku pohybují od vyšších desítek po první stovky MPa. (Goodman, 1989), (Horák, et al., 2005)

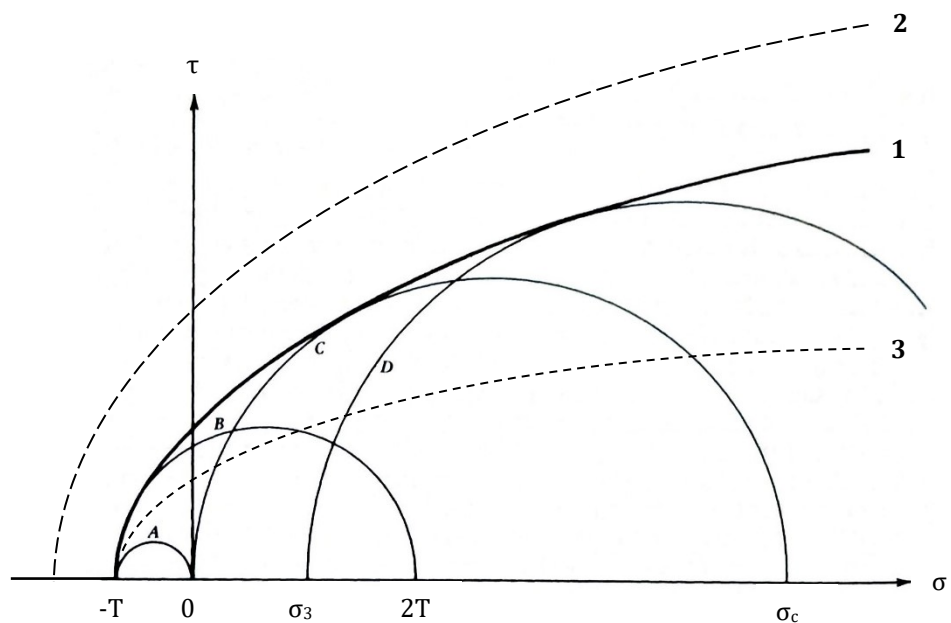
2.3.2 Rotačně trojosá zkouška (triaxiální)

Rotačně trojosá zkouška bývá často nazývána zkouškou triaxiální, přesto že se o pravou triaxiální (trojosou) zkoušku nejedná. Tato zkouška je prováděna v přístroji s triaxiální komorou, která umožňuje působení napětí na horninu ve směru všech tří os. Hlavním důvodem, proč provádět tuto zkoušku, je snaha o navození napěťový stavu masívu při odebrání horninového vzorku. Při pravé triaxiální zkoušce působí v každém směru os x , y a z jiné napětí. Rotačně trojosá zkouška využívá komorového tlaku, vyvolaného kapalinou (nejčastěji hydraulickým olejem) v prostoru okolo vzorku. Tím je zajištěno působení napětí ve všech třech směrech, ale stranová napětí (σ_2 , σ_3) se sobě rovnají. Pro zamezení ovlivnění vlastností horniny komorovou kapalinou, jsou vzorky uzavřené v nepropustném obalu (nejčastěji nějaký typ gumy). Při vyhodnocení rotačně trojosých zkoušek je třeba brát v úvahu zesilující vliv komorového tlaku (podrobněji kapitola 2.2.5 Komorový tlak). Výsledkem této zkoušky není pouze velikost napětí při porušení, ale v úvahu je často bráno i osově a stranově přetvoření. (Goodman, 1989), (Horák, et al., 2005)

2.3.3 Zkouška pevnosti v příčném tahu (Brazilská)

Při Brazilské zkoušce působíme tlakem na horninový vzorek válcového tvaru napříč poloměrem kružnice a v důsledku deformace horniny dochází k porušení příčným tahem, který se vytváří ve směru kolmém na směr působení napětí. Rovina porušení vzorku je shodná s osou působení tlakového napětí. Zkouška v příčném tahu se v mechanice hornin využívá pro odhad pevnosti horniny v tahu. Na rozdíl od zkoušky v prostém tlaku je její provedení výrazně jednodušší. Je třeba ale brát v úvahu, že porušení nemusí nutně nastat pouze vlivem tahových napětí, ale že hodnota konečného napětí při porušení může být ovlivněna i svislým napětím působícím podél svislého průměru vzorku. Dalším druhem nepřímé zkoušky tahové pevnosti je zkouška v tahu za ohybu. (Goodman, 1989)

Nejnázornější způsob, jak zobrazit pevnost horniny a výsledky jednotlivých zkoušek je za využití Mohrových kružnic. (Obr. 12) Tyto kružnice představují mezní kombinace hlavních normálových napětí nebo mezní kombinace smykových a normálových napětí v různých směrech, při jejichž překročení dojde k porušení horniny. Křivce, dotýkající se těchto kružnic, říkáme obálka pevnosti a při stavu horniny spadajícím do oblasti nad touto křivkou dochází k překročení její pevnosti a rozpadu. Nejčastějším zobrazením obálky pevnosti je zobrazení spolu s Mohrovými kružnicemi, lze ji však vyjádřit i jako funkci $\sigma_1 = f(\sigma_3)$ v souřadném systému hlavních napětí. Stejně jako má každá hornina svou pevnost, liší se i jejich obálky pevnosti. Tvar obálky pevnosti může být určen buď empiricky nebo lze využít některého z kritérií porušení. (Goodman, 1989), (Hoek & Brown, 1980b), (Rott, 2018), (Škopek, et al., 1986)



Obr. 12 Zobrazení Mohrových kružnic pro jednotlivé typy zkoušek a obálka pevnosti. A – zkouška v prostém tahu, B – Brazilská zkouška, C – zkouška v prostém tlaku, D – rotačně trojosá (triaxiální) zkouška. σ – normálové napětí, τ – smykové napětí (převzato z Goodman (1989))

3 Kritéria porušení

3.1 Charakteristika kritérií porušení

Pevnost je mezní stav, při kterém při zvýšení hodnoty napětí dochází k porušení horniny. Pomocí kritéria porušení se snažíme definovat hranici napětí, jehož hodnoty je hornina ještě schopna unést a při jaké jeho velikosti už dojde k porušení. Porušení se odvíjí od vzniku a vývoje trhlin v hornině. Předpokládáme-li nestejnorodou strukturu a existenci mikrotrhlin, dochází při zatěžování horniny k soustředění příčných a tahových napětí kolem malých dutin, trhlin, případně poddajnějších zrn a jejich působením pak k šíření a vzniku nových trhlin. Tímto stylem trhliny prostupují horninový vzorek a ve výsledku dochází při zatěžování k porušení horniny tahem. (Škopek, et al., 1986) Kritéria porušení se při vývoji vztahů snaží zohlednit fyzikální povahu porušení, některá jsou však pouze empirická.

Bieniawski (1974) popisuje kritérium porušení jako algebraický výraz mechanických podmínek, za kterých dojde k porušení materiálu rozpukáním nebo k jeho deformaci za určený limit. Tento limit může být určen v rámci zatížení, deformace, napětí, přetvoření nebo jiných parametrů.

Goodman (1989) definuje kritéria porušení jako rovnice, které spojují limitní kombinace složek napětí oddělující přijatelné podmínky od nepřijatelných.

V obou případech autoři popisují rovnice, které zjednodušují určení parametrů horniny a velikosti mezního napětí pro různé stavy. Například Bieniawski (1974) popisuje kritérium, které pro stanovení obálky pevnosti využívá obdoby zkoušky v prostém tlaku (tzv. Point-load strength index) a vyhýbá se tak jinak pracně získávaných pomocí triaxiální zkoušky. Triaxiální zkouška je časově náročná, vyžaduje přesnou a pracnou přípravu horninových vzorků a je nutné vlastnit speciální zkušební přístroj. Kvůli těmto důvodům je triaxiální zkouška finančně náročná. Toto kritérium porušení umožňují získat hodnotu maximálního normálového napětí σ_1 a sekundárně pak i soudržnost c a úhel vnitřního tření φ horninového materiálu pouze na základě znalosti hodnoty jeho pevnosti v prostém tlaku. Takových vztahů, které se snaží nějakým způsobem zohlednit charakteristiku horniny a co nejjednodušším způsobem ji promítnout do výrazů použitelných pro rychlé a dostatečně přesné stanovení parametrů horniny v běžné praxi, bylo v průběhu let vyvinuto nespočet. Soupis různých kritérií navržených mezi lety 1960 a 1988 můžete vidět na Obr. 13. Pouze během těchto necelých 30 let se našlo 12 různých vztahů se snahou o co nejpřesnější stanovení pevnosti, některých ze sebe vzájemně vycházejících, jiných zcela odlišných. I přes jejich množství jsou však pouze některá vhodná pro „každodenní“ využití. (Hudson & Harrison, 1997) Porovnání všech kritérií porušení by svým objemem vystačilo na samostatnou diplomovou práci, já se v té své proto zaměřím pouze na tři vybraná.

No.	Authors	The criteria	Constants involved	Development of the criteria
1	Murrell(1963)	$\tau_{oct}^2 = 8T_0\sigma_{oct}$. or: $J_2 = 4T_0I_1$.	One constant (3D criterion)	Extended 3D Griffith theory.
2	Fairhurst (1964)	if $m(2m-1)\sigma_1 + \sigma_3 \geq 0$: $\sigma_1 = K$, if $m(2m-1)\sigma_1 + \sigma_3 < 0$: $\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)^2}{(\sigma_1 + \sigma_3)} = -2(m-1)^2K \left[1 + \frac{2K}{(\sigma_1 + \sigma_3)} \left\{ \left(\frac{m-1}{2} \right)^2 - 1 \right\} \right]$.	Two constants (2D criterion)	Empirical generalisation of 2D Griffith theory for intact rock.
3	Hobbs (1966)	$\sigma_1 = B\sigma_3^b + \sigma_3$, or: $\tau = K_2\sigma_n^a$.	Two constants (2D criterion)	Empirical test data fitting for intact rocks.
4	Hoek (1968)	$\sigma_1 - \sigma_3 = 2C + A(\sigma_1 + \sigma_3)^B$, or: $\tau_{max} = \tau_{max0} + A\sigma_m^b$.	Three parameters (2D criterion)	Empirical curve fitting for intact rock.
5	Franklin (1971)	$\sigma_1 - \sigma_3 = \sigma_c^{1-B}(\sigma_1 + \sigma_3)^B$.	Two constants (2D criterion)	Empirical curve fitting for 500 rock specimens.
6	Bienlawski (1974)	$\sigma_1 = K'\sigma_3^A + \sigma_c$, or: $\tau = B'\sigma_m^c + 0.1\sigma_c$.	Three constants (2D criterion)	Empirical curve fitting for 700 rock specimens. (5 types)
7	Yoshinaka & Yamabe (1980)	$\sigma_1 - \sigma_2 = \alpha K(q)(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)^\beta$.	Three parameters (3D criterion)	Empirical test data analysis for soft rocks (mudstone, etc).
8	Hoek and Brown (1980)	$\sigma_1 - \sigma_3 = \sqrt{m\sigma_c\sigma_3 + s\sigma_c^2}$. or: $\tau = A(\sigma_n + B)^C$.	Three parameters (2D cri. for rocks and rock masses)	Appl. of Griffith theory and empirical curve fitting for rock and rock mass.
9	Kim and Lade (1984)	$\left(\frac{(I_1')^3}{I_3'} - 27 \right) \left(\frac{I_1'}{p_a} \right)^m = \eta_1$.	Three parameters (3D criterion)	Analytical examination on test data (originally for soil and concrete).
10	Johnston (1985)	$\frac{\sigma_1}{\sigma_c} = \left[\frac{M}{B} \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + 1 \right]^B$.	Three parameters (2D criterion)	Empirical curve fitting for soft rock specimens.
11	Desai and Salami (1987)	$J_2' = \left(-\frac{\alpha}{\alpha_0}(I_1')^n + \gamma(I_1')^2 \right) (1 - \beta S_r)^m$.	More than six parameters (3D criterion)	Polynomial expansion in terms of stress invariants to curve fitting.
12	Michelis (1987)	$\ln \left(\frac{q^2}{f_\theta^2} + a_1 p \frac{q}{f_\theta} + a_2 p^2 \right) =$ $a_4 \ln \left(\frac{2q/p f_\theta + a_1 - a_3}{2q/p f_\theta + a_1 + a_3} \right) + \ln a_5$.	Four constants (3D criterion)	Analytical and experimental examination on yield surface (true triaxial test).

Obř. 13 Přehled kritérií porušení v letech 1960-1988 (Pao, 1988)

3.2 Typy kritérií porušení

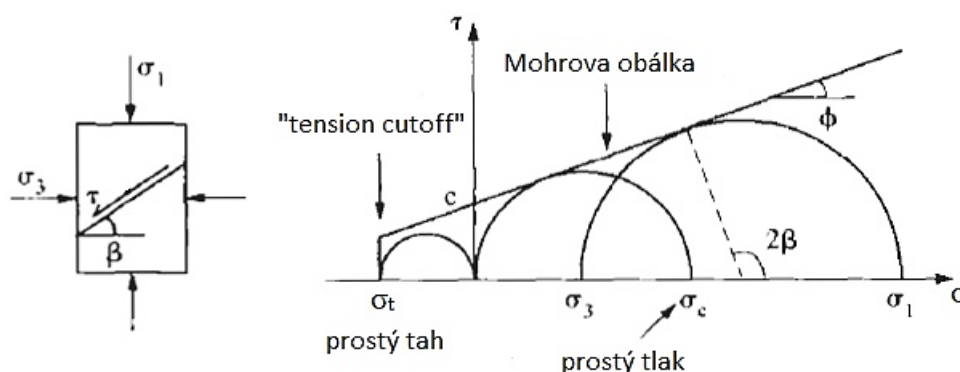
3.2.1 Mohr-Coulombovo kritérium porušení

Mohr-Coulombovo kritérium porušení je nejznámější a nejjednodušší kritérium porušení. Je založené na předpokladu porušení horniny ve smyku. Kritérium tvoří lineární obálka Mohrových kružnic. Jedná se o přímku definovanou úhlem vnitřního tření horniny (φ), tedy sklonem povrchu, při kterém dojde ke skluzu vrchní části horninového materiálu po dané ploše, a soudržností (c), která je definována jako hodnota smykové pevnosti horniny při nulovém normálovém zatížení. Tato přímka určuje mezní velikost Mohrových kružnic a rozděluje graf závislosti normálového (σ) a smykového napětí (τ) na dvě oblasti. Do oblasti, která leží pod lineární obálkou Mohrových kružnic, spadají stabilní napěťové stavy. Oblast nad kritériem porušení představuje podmínky, kterých nelze při statickém zatěžování dosáhnout. (Goodman, 1989)

Mohr-Coulombovo kritérium porušení je vyjádřeno rovnicí:

$$\tau = c + \sigma * \operatorname{tg} \varphi \quad (2)$$

Mohr-Coulombovo kritérium je navrženo pro tlaková napětí a, protože nelze při překročení hodnoty σ do oblasti tahu počítat s hodnotou vnitřního tření horniny, ztrácí pro tuto oblast svůj fyzikální význam. Neznamená to však, že žádná hodnota normálového napětí nemůže být záporná. Hodnota minimálního hlavního normálového napětí σ_3 může být záporná (napětí σ_3 může být tahové), pokud hodnota výsledného normálového napětí σ zůstává kladná (napětí σ je tlakové). Mezní hodnota σ_3 odpovídá hodnotě pevnosti v prostém tahu (σ_t). Tomuto omezení kritéria se říká „tension cutoff“. Pokud ale porovnáme lineární kritérium porušení a reálnou obálku Mohrových kružnic, zjistíme, že v tahové oblasti i po upravení platnosti kritéria se obálka kružnic nachází pod určeným kritériem. Při využití kritéria v praxi je proto nutné adekvátně snížit hodnoty soudržnosti a pevnosti v tahu. (Obr. 14 a Obr. 15) Pro přesnější určení průběhu pevnosti v tahové oblasti musíme využít jiné kritérium porušení (např. Griffithovo). (Hudson & Harrison, 1997)



Obr. 14 Mohr-Coulombovo kritérium porušení (převzato z Hudson, a další, (1997))

Rovnici 2 můžeme také vyjádřit ve tvaru pro hlavní normálová (σ_1 , σ_3) napětí a pevnost v prostém tlaku (σ_c):

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c * \operatorname{tg}^2(45 + \frac{\varphi}{2}) \quad (3)$$

$$\sigma_c = 2c * tg(45 + \frac{\varphi}{2}) \quad (4)$$

U rovnice 3 však nesmíme zapomenout na podmínku maximálního tahového napětí. Pokud $\sigma_3 \leq \sigma_t$, dochází k porušení horniny bez ohledu na velikost σ_1 . Sklon roviny porušení odpovídá úhlu $\beta = (45 + \frac{\varphi}{2})$. (Hudson & Harrison, 1997)

Mohr-Coulombovo kritérium porušení umí zohlednit vliv pórového tlaku na pevnost horninového vzorku, ve svých výpočtech ale nezohledňuje vliv středního normálového napětí.

Mohr-Coulombovo kritérium je vhodné použít pro data zkoušek při vysokých komorových tlacích, při kterých dochází k porušení horniny díky vytvoření smykové plochy. Naopak pro zkoušky s žádným komorovým tlakem (zkouška v prostém tlaku) nebo jeho nízkými hodnotami není toto kritérium ideální, protože k porušení horniny dochází postupným propojováním mikrotrhlin subparalelních se směrem zatěžování. Toto kritérium se často využívá při vyhodnocení diskontinuit a rozpukaných masívů. (Goodman, 1989)

3.2.2 Griffithovo kritérium porušení

Griffithovo kritérium porušení je založeno na předpokladu nestejnorodé struktury horniny a existenci mikrotrhlin a využívá povrchové energie jako měřítka lokální soudržnosti materiálu. Vztah tohoto kritéria je založen na principu snahy soustavy mít co nejmenší potenciální energii. Aby tedy mohlo dojít k šíření mikrotrhlin, musí být součet následujících veličin roven nule nebo být záporný (Paterson, 1978):

- povrchová energie nově vytvořeného povrchu trhliny
- změna energie elastického přetvoření celku
- změna potenciální energie zatěžovacího systému

Jinými slovy, k propagaci trhlin dojde ve chvíli, kdy rychlost uvolňování energie přetvoření je rovna nebo větší než potřebný nárůst povrchové energie. Matematicky lze kritérium vyjádřit následovně:

$$\sigma_t = (k\alpha E/c)^{0,5} \quad (5)$$

kde σ_t je pevnost horniny v tahu, α jednotka povrchové energie trhliny, E je Youngův modul pružnosti, c polovina počáteční délky trhliny a k je tzv. faktor intenzity napětí, který se mění v závislosti na podmínkách testování. Pokud uvažujeme při výpočtu lokálních napětí rovinné přetvoření, platí, že $k = 2(1-\nu^2)/\pi$, pro rovinné napětí je $k = 2/\pi$. Ze vzorce je patrné, že pevnost v tahu se mění nepřímo úměrně k druhé odmocnině počáteční délky trhliny. Lze tedy takto také částečně odůvodnit v předchozí kapitole zmíněnou závislost pevnosti na velikosti vzorku, kdy pravděpodobnost výskytu větších trhlin je u většího vzorku. Pro interpretaci dat z triaxiálních zkoušek má Griffithovo kritérium porušení tvar (Hudson & Harrison, 1997):

$$(\sigma_1 - \sigma_3)^2 = 8T_0(\sigma_1 - \sigma_3) \quad (6)$$

při platnosti $\sigma_1 + 3\sigma_3 > 0$. Pokud $\sigma_1 + 3\sigma_3 < 0$,

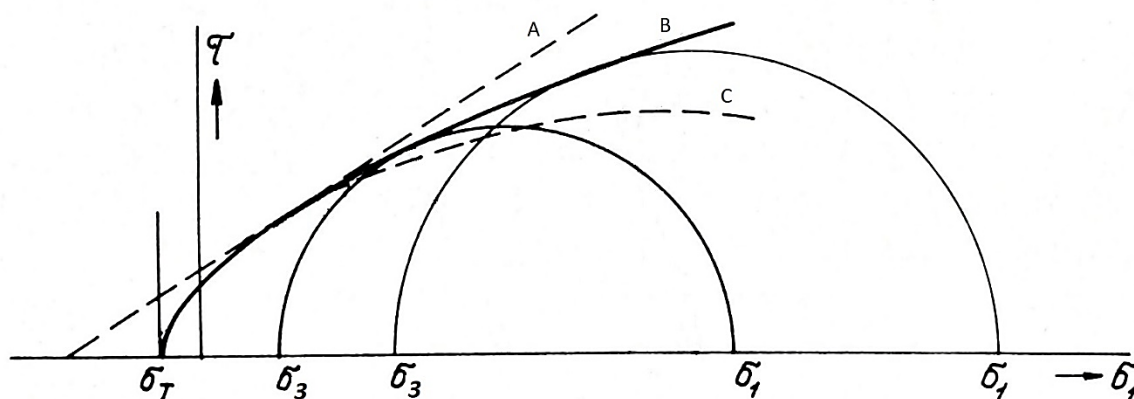
$$\sigma_3 = -T_0 \quad (7)$$

V tomto vztahu σ_1 a σ_3 představují hlavní normálová napětí, T_0 má hodnotu „tension cutoff“ a platí, že $T_0 = -\sigma_t$. Graficky vyjádřil Griffith své kritérium porušení jako parabolickou křivku, je ale nutné pamatovat, že v oblasti, kde jsou obě hlavní napětí tahová, nemá kritérium fyzikální základ. Ke zpřesnění této jeho podoby v této oblasti se využívá kombinací s jinými kritérii porušení. (Goodman, 1989)

3.2.3 Hoek-Brownovo kritérium porušení

Hoek-Brownovo kritérium porušení je empirické kritérium vycházející z Griffithovy teorie nelineární obálky pevnosti. Konečná metoda však byla stanovena metodou pokus/omyl ve snaze napasovat obálku pevnosti vzniklou z rovnice kritéria co nejlépe na reálnou obálku pevnosti horniny. Ke svému výpočtu využívá materiálových konstant charakterizujících horninu, jejich první hodnoty byly zjištěny z vyhodnocení množství laboratorních zkoušek, na jejichž základě byly odvozeny vztahy pro jejich výpočet. V současné době je Hoek-Brownovo kritérium nejrozšířenějším nástrojem pro stanovení obálky pevnosti hornin.

Charakteristika, definice i modifikace kritéria jsou podrobně rozvedeny v kapitole 5.

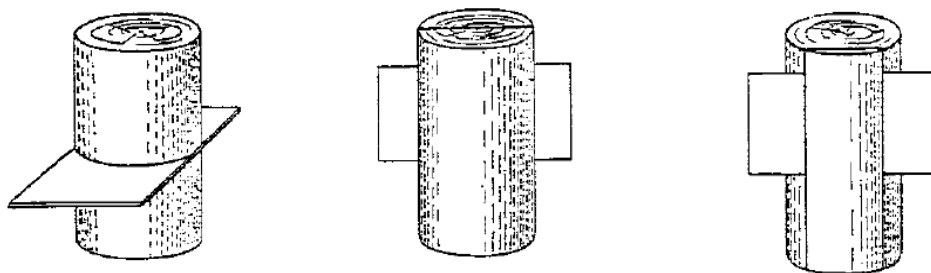


Obr. 15 Porovnání obálek pevnosti podle Mohr-Coulombova (A), Griffithova (C) a empirického (B) kritéria porušení (převzato Škopek, a další, (1986))

4 Anizotropie pevnosti

4.1 Obecná charakteristika

Každý materiál má nějaké vlastnosti, které odpovídají jeho složení, způsobu vzniku, podmínkám, ve kterých se vyskytuje, a dalším kritériím, která jsou při jeho důkladné charakteristice potřeba vzít v úvahu. Jednou z významných vlastností je jeho případná anizotropie. Pokud se snažíme popsat materiál a při jeho testování zjistíme, že v různých směrech reaguje na stejné podněty jinak, mluvíme o tzv. anizotropní chování. Jako obecný příklad, který si dokáže každý představit, může posloužit třeba dřevěný špalek. Budeme-li z něho chtít udělat polínka na topení, nejjednodušší způsob, jak toho dosáhnout, je vzít sekyru a špalek podélně rozštípat. Protože dřevo sekáme ve směru růstu stromu, jde špalek rozdělit relativně snadno. Zjistíme-li však, že špalek je příliš dlouhý a polínka z něj by se nám do kamen nevešla, je třeba ho rozdělit na menší části. Abychom mohli výsledky dobře porovnat, budeme i v tomto případě pracovat sekyrou. Protože nyní budeme sekat dřevo kolmo na směr růstu kmenu, tedy ve směru, ve kterém přibývají léta a ve kterém musí být strom nejvíce odolný proti namáhání, půjde nám práce výrazně pomaleji. Na obdobné situace můžeme narazit u řady materiálů a nemusí se pokaždé jednat pouze o pevnost jednotlivých vazeb, ale například i o propustnost, přetvárnost nebo jiné vlastnosti ovlivněné charakterem samotného materiálu.



Obr. 16 Anizotropie dřeva – různé druhy řezů (Stehlík, 2009)

Vrátím-li tematicky se zpět k horninám, tak mezi nejnázornější příklady bude patřit chování břidlic různých typů. Jejich struktura tvořená střídavě tenkými vrstvami pevně propojených horninových zrn a plochami oslabení je ukázkovým případem anizotropie. Obecně mezi horniny projevující nejvíce anizotropie se řadí téměř všechny druhy metamorfovaných hornin, které se při svém vzniku setkávají s vysokými tlaky a teplotami, v jejichž důsledku může dojít k přeměně a rekrytalizaci horninových zrn, při dlouhodobém působení vysokého tlaku pak k celkové přeměně textury horniny a tvorbě břidličnatosti. Charakter sedimentárních hornin může být izotropní i anizotropní v závislosti na mineralogickém složení a procesu ukládání jednotlivých vrstev. Magmatické horniny jsou ze všech tří druhů přirozeně nejvíce izotropní. Je třeba však vzít v úvahu, že i v tomto případě může dojít k anizotropnímu chování, a to, pokud je hornina více či méně rozpuštěná. Mezi horniny, pro které je anizotropie typická patří již dříve zmíněné břidlice, fylity, ruly, svory nebo pískovce. (Ramamurthy, 1993)

Anizotropie pevnosti je projevem anizotropní struktury horniny. Z tohoto hlediska můžeme horniny rozdělit na izotropní, transverzálně izotropní a obecně anizotropní. Izotropní materiály jsou symetrické podél všech tří os. Transverzálně izotropní materiály mají jednu osu symetrie a vyskytuje se u nich tzv. křížová anizotropie. Jedná se především o vrstevnaté horniny s jedním výrazným souborem ploch oslabení. Obecně anizotropní materiály jsou takové, které nemají žádnou osu souměrnosti, vykazují tedy tzv. triklinickou asymetrii. V takovém případě mluvíme často o horninách s četnými puklinovými systémy a soubory porušení. Pokud zůstaneme v oblasti reálných materiálů a hornin, můžeme říct, že žádný takový materiál není zcela izotropní, i když rozložení jeho částic bude rovnoměrné. U skalních hornin je to pak zejména kvůli přítomnosti mikrotrhlin a jiných typů diskontinuit. (Rott, 2018)

Anizotropii můžeme dále rozdělit na přirozenou a vyvolanou. Přirozená anizotropie horniny se vytváří zároveň s jejím vznikem. Charakteristické struktury tvořící plochy oslabení u takových hornin pak jsou plochy vrstevnatosti, foliace nebo břidličnatost. Anizotropie vytvořená až po vzniku horniny je anizotropie vyvolaná. Je způsobená nestejností napětového pole, v němž se hornina nachází a v jehož důsledku vznikají různé pukliny, trhliny, smykové plochy a zlomy. (Ramamurthy, 1993)

Míru anizotropie pevnosti můžeme stanovit podle:

- a) polohy maxima a minima pevnosti v rámci úhlu mezi směrem zatížení a plochami oslabení (β)
- b) velikosti pevnosti v těchto orientacích
- c) tvaru křivky grafu změny velikosti pevnosti v závislosti na úhlu β

Z výsledků laboratorních zkoušek anizotropie pevnosti různých autorů (např. Attewell, et al. (1974), Donath (1972), McLamore, et al. (1967), Ramamurthy, et al. (1993)) lze udělat závěr, že maximální pevnost mají horniny při zatížení kolmo na plochy oslabení nebo rovnoběžně s nimi. Pro většinu sedimentárních a metamorfních hornin odpovídá maximální pevnost směru kolmo na plochy oslabení. Naopak minimální pevnost mají horniny při úhlu β okolo 30° . Hodnoty pevnosti jsou pro různé druhy hornin odlišné, poměr minimální a maximální pevnosti však vždy spadá do určitého intervalu. Pro lepší charakteristiku anizotropie pevnosti se dá využít také index anizotropie R_c , pokud předpokládáme, že pevnost horniny při $\beta=90^\circ$ (σ_{c90}) je pro ni reprezentativní.

$$R_c = \frac{\sigma_{c90}}{\sigma_{cmin}} \quad (8)$$

σ_{cmin} značí minimální hodnotu pevnosti. Pomocí tohoto indexu můžeme snadno porovnat míru anizotropie pevnosti námi vybrané horniny nezávisle na absolutní velikosti pevnosti. Lze tak snadno porovnat například anizotropii méně pevného pískovce s velmi pevnými fylity. Index je možné použít také pro pevnost v tahu. Jediným rozdílem bude, že maximální hodnoty v tomto případě nastávají při $\beta=0^\circ$, minimální při $\beta=90^\circ$, v čitateli zlomku je tedy třeba nahradit pevnost při zatížení kolmo na plochy oslabení za pevnost při zatížení rovnoběžném. (Ramamurthy, 1993)

Nejnázornějším vyhodnocením anizotropie pevnosti materiálu je graf závislosti pevnosti σ_c na úhlu β . (Obr. 17) Podle tvaru křivky rozdělil Ramamurthy (1993) anizotropii pevnosti na 3 typy:

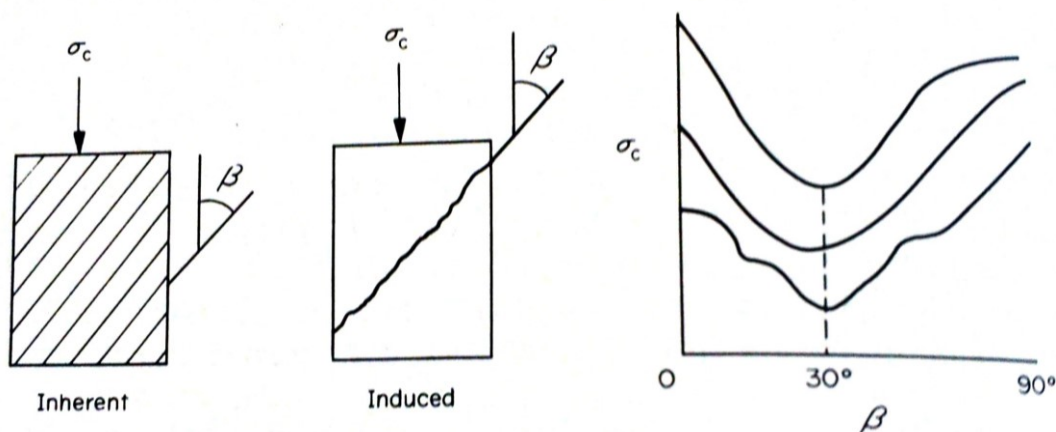
- a) „U type“
- b) „shoulder type“
- c) „undulatory type“

Anizotropie typu „U type“ se vyskytuje převážně u částečně přeměněných břidlic (slate), obecněji u hornin, které mají jeden soubor rovnoběžných ploch oslabení (břidličnatost) způsobující anizotropní chování. Tyto horniny mají maximální pevnost při $\beta=90^\circ$, minimální pevnost při zatížení pod úhlem okolo 30° .

Anizotropie typu „shoulder type“ se od anizotropie předchozího typu liší výrazným „ramenem“ v oblasti úhlů β s vyššími hodnotami. Maximální pevnosti dosahují horniny při působení zatížení rovnoběžného s plochami oslabení ($\beta=0^\circ$), nejmenší pevnost vykazují pro úhly β z rozmezí mezi 15° a 30° . Při působení vysokého komorového tlaku můžou tzv. ramena vymizet. Tento typ anizotropie je typický zejména pro jílovité břidlice (shale) a pískovce.

„Undulatory type“ anizotropie má zvlněný charakter křivky. Pokud má hornina více souborů ploch oslabení, dochází k jejich vzájemnému protínání a tím vzniká zmíněný tvar. Pro tuto anizotropii jsou charakteristické zejména biogenní sedimenty. Jejich maximální pevnost je při $\beta=90^\circ$, minimální hodnoty byly obdobné jako u anizotropie typu „U type“ naměřeny při velikosti β okolo 30° .

Ve své práci se budu zabývat přirozenou anizotropií hornin, můžeme ale zmínit, že anizotropie vyvolaná má pevnosti s minimy okolo $\beta=30^\circ$ a nejčastějšími tvary křivek jsou „U type“ nebo „undulatory type“.

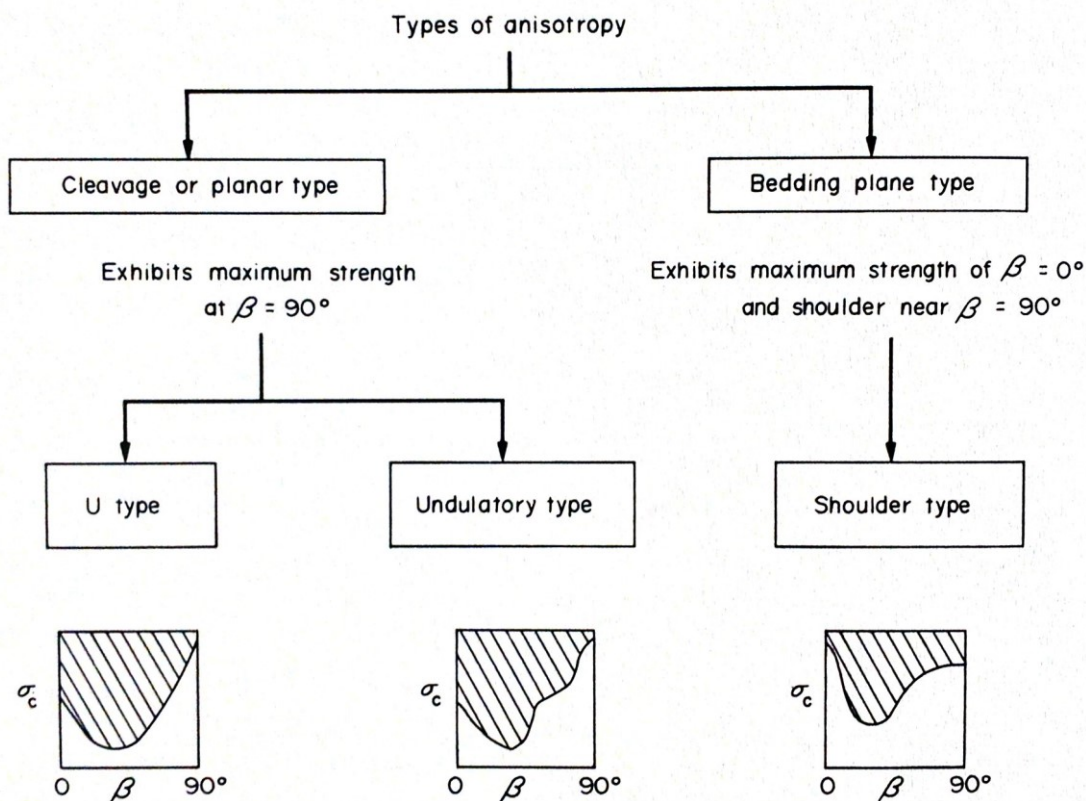


Obr. 17 Zjednodušený graf závislosti pevnosti v prostém tlaku (σ_c) na úhlu mezi směrem zatížení a plochami oslabení (β) (Ramamurthy, 1993)

Jiné dělení zavedli McLamore a Gray (1967), když vyčlenili planární a lineární typ anizotropie. Mezi planární struktury řadíme foliace nebo břidličnatost, které jsou charakteristické pro různé druhy částečně přeměněných břidlic a fylitů, za lineární pak považujeme vrstevnatost vzniklou při ukládání horniny typickou pro břidlice a pískovce. Z jejich výzkumu mimo jiné vyplývá, že u hornin s planárním typem anizotropie dochází

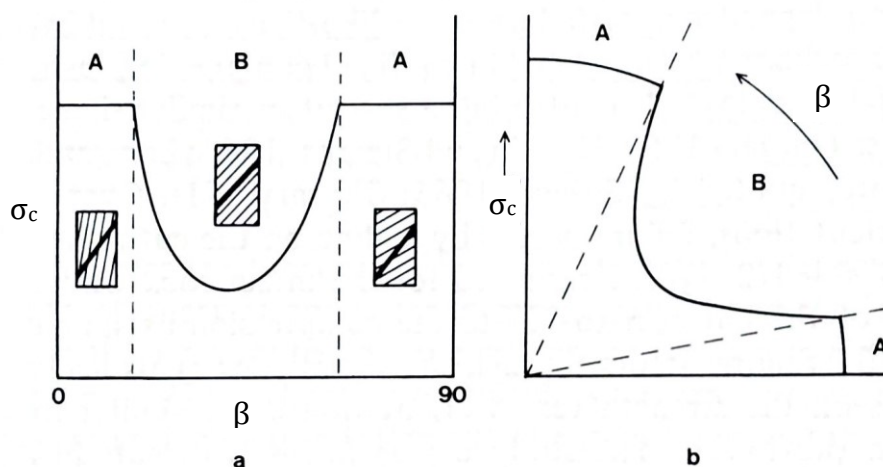
často k porušení podél plochy oslabení, zatím co u lineárního nebo také vrstevního typu je porušení častěji vedeno skrze matrix horniny.

Spojíme-li všechna tato členění dohromady, lze vytvořit přehledný diagram rozdělení anizotropie pevnosti podle typu struktury a tvaru křivky anizotropie (Obr. 18).



Obr. 18 Diagram klasifikace anizotropie (Ramamurthy, 1993)

Kartézský graf závislosti pevnosti na úhlu mezi směrem zatížení a plochami oslabení není jediný způsob znázornění anizotropie pevnosti. Graf se někdy zobrazuje také v polárních souřadnicích, jedná se však o málo využívaný typ. (Paterson, 1978)



Obr. 19 Porovnání zobrazení grafu anizotropie pevnosti v a) kartézských a b) polárních souřadnicích (Paterson, 1978)

4.2 Stanovení anizotropie pevnosti a výčet kritérií porušení

Stanovením anizotropie pevnosti se postupně zabývalo mnoho prací různých autorů, ze kterých můžu jmenovat například Donath (1972), Hoek a Brown (1980b), Jaeger (1960), McLamore a Gray (1967), Nasser, et al. (2003), Ramamurthy (1993), Saroglou (2008) a další. Nejlépe ji lze stanovit pomocí systematického testování laboratorních vzorků hornin odvrtných v různých směrech vůči plochám oslabení. Tato metoda však může být velmi časově a finančně náročná, proto je snaha o nalezení vztahu odpovídajícího průběhu pevnosti se změnou úhlu β . (Goodman, 1989) Takovými vztahy jsou kritéria porušení, která mají ve svých vzorcích zakomponovaný sklon ploch oslabení a oproti kritériím popisovaným v kapitole 3, která jsou navržena zejména pro obecné horniny, jsou schopna při interpretaci dat případnou vyskytující se anizotropii zohlednit.

Duveau, et al. (1998) rozdělil kritéria porušení zabývající se anizotropií pevnosti podle využitého přístupu do tří skupin (Obr. 20):

- 1) spojitá kritéria využívající matematický přístup
- 2) spojitá kritéria využívající empirický přístup
- 3) nespojitá kritéria

První zmíněnou skupinu tvoří kritéria, která uvažují spojitě horninové těleso a předpokládají spojitý průběh změny pevnosti. Tyto teorie porušení bývají vyjádřena pomocí matematické metody se zohledněním typu symetrie materiálu. Z výše uvedených tří skupin je tato nejpočetnější z hlediska autorů, kteří se tímto typem kritérií porušení zabývali. Významnými jsou například Hill, který vyvinul jedno z prvních kritérií využívajících matematický přístup, nebo Pariseau, jehož kritérium je modifikací Hillova kritéria a je široce využíváno pro geologické materiály.

Druhá skupina zahrnuje kritéria porušení, ve kterých je anizotropie pevnosti popsána pomocí stanovených vztahů uvádějících směr a způsob zatěžování jako funkci pro některé parametry horniny. Tyto vztahy jsou ale odvozeny pouze pouhým napasováním funkce na zkušební data a nemají žádný fyzikální nebo matematický podklad. Z toho důvodu se jedná o kritéria empirická. Do této skupiny spadají kritéria porušení navržená Jaegerem (1960), McLamore a Grayem (1967) a Ramamurthy a dalšími. Všechny tyto uvedené vztahy vycházejí z prvního uvedeného, Jaegerovy teorie nazvané „Variable Cohesive Strength Theory“. Tato teorie má svůj základ v Mohr-Coulombově kritériu porušení, které rozšířila o použití proměnné hodnoty soudržnosti v závislosti na směru zatěžování. McLamore a Gray přidali Jaegerově teorii proměnnou hodnotu vnitřního tření a Ramamurthy, et al. upravili McLamoreův a Grayův vztah tak, aby charakter Mohrovy obálky pevnosti nebyl lineární. (Duveau, et al., 1998), (McLamore & Gray, 1967)

Kritérium porušení podle Ramamurthyho et al. (Ramamurthy, 1993):

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_3} = B_j \left(\frac{\sigma_{cj}}{\sigma_3} \right)^{\alpha_j} \quad (9)$$

kde σ_1 a σ_3 jsou hlavní a vedlejší normálové napětí, σ_{cj} je pevnost v prostém tlaku při daném úhlu β a α_j a B_j jsou parametry modelu pro zvolený úhel. Jejich výpočet popisují rovnice 10, jejich stanovení je ale empirické.

$$\frac{\alpha_j}{\alpha_{90}} = \left(\frac{\sigma_{cj}}{\sigma_{c90}} \right)^{1-\alpha_{90}} \quad \frac{B_j}{B_{90}} = \left(\frac{\alpha_{90}}{\alpha_j} \right)^{0,5} \quad (10)$$

Výhodou tohoto kritéria je oproti ostatním kritériím nízký počet zkoušek pro stanovení obálky pevnosti a jeho použitelnost pro všechny typy anizotropií plynoucích z různých druhů ploch oslabení a jeho platnost ověřil například Karakul, et al. (2010).

Poslední skupinou jsou nespojitá kritéria. K porušení anizotropní horniny může dojít dvěma způsoby: buď dojde k porušení podél ploch oslabení, nebo se hornina rozpadne při porušení její matrix. Kritéria, která jsou zařazena do této skupiny se snaží zohlednit fyzikální mechanismus porušení horniny a jako taková mají pro každý ze zmíněných typů rozpadu jiný výraz. Významným kritériem tohoto typu je Jaegerem (1960) navržená „Single plane of weakness theory“. Teorie uvažuje izotropní horninový vzorek obsahující jednu rovinu nebo systém rovnoběžných rovin oslabení a předpokládá porušení horniny ve smyku. Výraz je zobecněním Mohr-Coulombovy lineární obálky porušení hodnoty soudržnosti a úhlu vnitřního tření jsou však pro horninovou matrix a plochu oslabení rozdílné (rovnice 11 a 12). (Duveau, et al., 1998), (McLamore & Gray, 1967)

$$\tau = c + \sigma_n * tg\varphi \quad (11)$$

$$\tau_\beta = c' + \sigma_\beta * tg\varphi' \quad (12)$$

V rovnici 11 představuje c a φ soudržnost a úhel vnitřního tření matrix, c' a φ' v rovnici 12 soudržnost a úhel vnitřního tření plochy oslabení. τ_β a σ_β jsou smykové a normálové napětí působící na plochu oslabení. Kritérium lze vyjádřit také v podobě pro hlavní napětí:

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{2(c + \sigma_3 tg\varphi)}{(1 - tg\varphi * tg\beta) \sin 2\beta} \quad (13)$$

Pro stanovení pevnosti Jaegerovým kritériem je nutné spočítat hodnoty porušení dle uvedených rovnic 11 a 12 pro různé úhly β a různé komorové tlaky. Velikost napětí při porušení odpovídá nejmenší z vypočtených hodnot. (Duveau, et al., 1998), (Ramamurthy, 1993)

Některá další kritéria využívající nespojitého přístupu jsou založena na rozšíření modifikovaného Griffithova kritéria porušení. Mezi autory těchto teorií patří např. Hoek a Brown (1980a) nebo Walsh a Brace (1964). Hoek-Brownovo kritérium porušení je pro stanovení anizotropie pevnosti velmi významné. Jeho podrobný popis je uveden v kapitole 5. Výčet autorů nejrozšířenějších kritérií porušení pro anizotropní horniny a jejich schématické rozdělení do uvedených tří skupin je znázorněn na Obr. 20.

Pokud ale mluvíme o stanovení anizotropie pevnosti hornin, ne vždy se nutně musí jednat přímo o kritérium porušení horniny. V některých případech je možné nalézt i jenom výraz stanovující velikost pevnosti v prostém tlaku pro zvolený úhel mezi směrem zatěžování a sklonem ploch oslabení horninového vzorku. Za všechny uvedu následující vztah podle Ramamurthyho (1993):

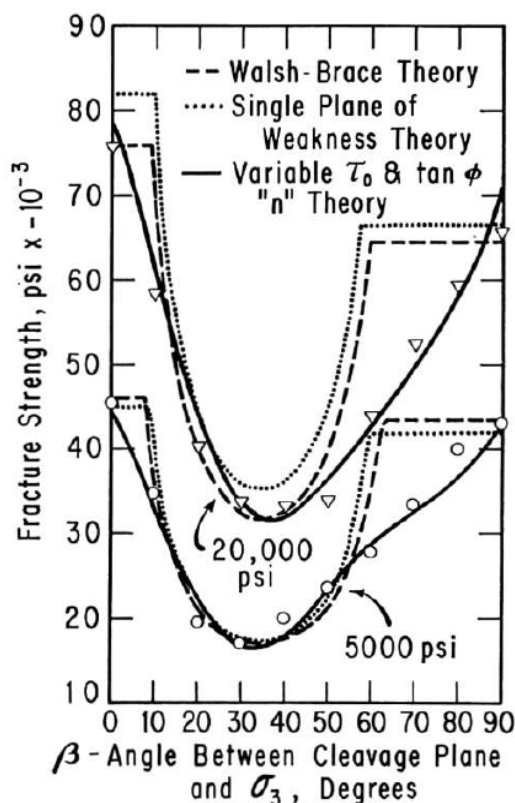
$$\sigma_c = A - D[\cos 2(\beta_m - \beta)] \quad (14)$$

ve kterém σ_c je pevnost v prostém tlaku při úhlu β , β_m hodnota úhlu mezi směrem zatěžování a sklonem plochy oslabení, při které je pevnost horniny minimální, a A a D jsou

konstanty. Tohoto přístupu lze využít pro předpověď pevnosti za předpokladu, že znám velikost napětí při porušení při $\beta = 0^\circ, 30^\circ$ a 90° a že tvar anizotropie odpovídá typu „U type“. Z hlediska výpočtu je tedy vztah oproti kritériím porušení jednodušší, avšak jeho aplikace je značně omezená a pro přesnější předpověď je lépe využít komplexnějších rovnic (např. Walsh & Brace (1964)).

Continuous criteria		
Mathematical approach	Empirical approach	Discontinuous criteria
<ul style="list-style-type: none"> • Von Mises • Hill • Olszak and Urbanowicz • Goldenblat • Goldenblat and Kopnov • Bohler and Sawczuk • Tsa and Wu • Parisseau • Bohler • Dafalias • Alliot and Bohler • Nova and Sacchi • Nova • Bohler and Raclin • Raclin • Kaar <i>et al.</i> • Cazacu 	<ul style="list-style-type: none"> • Casagrande and Carillo • Jaeger (variable cohesive strength theory) • McLamore and Gray • Ramamurthy, Rao and Singh 	<ul style="list-style-type: none"> • Jaeger (single plane of weakness theory) • Walsh and Brace • Murrell • Hock • Barron • Ladanyi and Archambault • Bieniawski • Hock and Brown • Duveau and Henry

Obr. 20 Rozdělení kritérií porušení pro anizotropní horniny dle využitého přístupu (Duveau, *et al.*, 1998)



Obr. 21 Porovnání kritérií porušení pro částečně přeměněnou břidlici za komorových tlaků 5000 psi a 20000 psi (1 psi \approx 6,9 kPa) (Donath, 1972)

5 Hoek-Brownovo kritérium porušení

Hoek-Brownovo kritérium porušení je v současné době asi nejrozšířenější a nejpoužívanější kritérium pro stanovení obálky pevnosti hornin, z toho důvodu bych se mu v této kapitole chtěla věnovat podrobněji než kritériím uvedeným v předchozích kapitolách.

Hoek-Brownovo kritérium bylo poprvé představeno v roce 1980 jako Empirical strength criterion jako možný způsob zisku dat potřebných pro analýzu k návrhu podzemních konstrukcí. Kritérium bylo široce přijato a aplikováno i v případech, kdy podmínky, ve kterých se testovaná hornina nacházela, překračovali podmínky nastavené při vývoji kritéria. Tím vznikla nutnost vztahy tvořící kritérium přezkoumat a rozšířit i na oblasti nezahrnuté, ale v praxi běžně se vyskytující. Jedním z takových rozšíření bylo například propojení kritéria s obecným geologickým pozorováním za využití klasifikace horninového masívu podle RMR (Rock Mass Rating) nebo zohlednění „narušenosti“ horniny. V průběhu let tak došlo k několika úpravám empirického kritéria, z nichž nejnovější byla představena v roce 2002. I přes všechny úpravy a doplnění ale základní podoba vztahů zůstává zachována. (Hoek, et al., 2002)

5.1 Obecná podoba

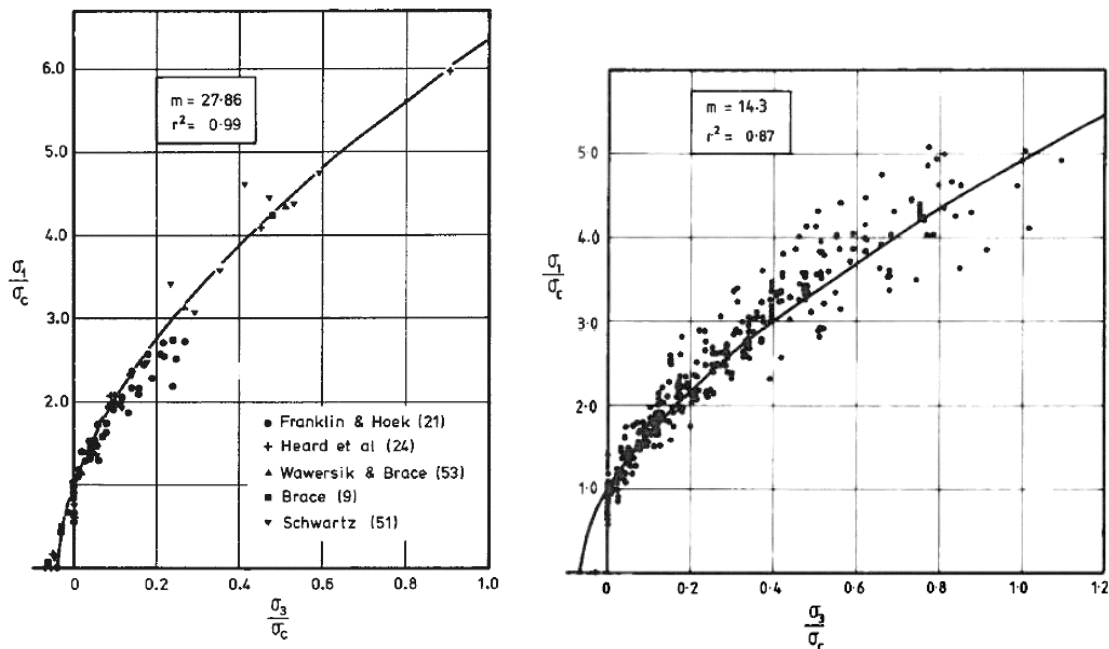
Hoek-Brownovo kritérium je empirické kritérium, založené na předpokladu, že průběh pevnosti není lineární. Jako základ při jeho vývoji posloužila Griffithova teorie porušení se svou nelineární obálkou pevnosti, výsledná podoba je však odvozena z výsledků výzkumu křehkého porušení neporušených hornin provedeného Hoekem a z modelových studií chování rozpukaného horninového masívu provedených Brownem. Z kombinace výše zmíněného a za využití metody pokus/omyl vznikl tento vztah, první verze Hoek-Brownova kritéria:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left(m \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^{0,5} \quad (15)$$

kde σ_1 a σ_3 jsou hlavní normálová napětí, σ_{ci} pevnost neporušené horniny v prostém tlaku a m a s jsou konstanty závislé na vlastnostech horniny. (Hoek, et al., 2002) Tyto konstanty jsou určeny empiricky. Konstanta m je spojena se stupněm „zaklínění“ částic horniny a nemá jasně vymezené hranice. Její hodnota je vysoká pro neporušené a pevné horniny, se snížením kvality horniny hodnota m klesá. Pro neporušenou horninu se $m = m_i$. Konstanta s se vztahuje ke stupni rozpukání horniny a nepřímo reprezentuje její soudržnost. Hodnota se pohybuje v rozmezí 0 až 1, kdy pro zcela neporušenou horninu platí $s = 1$. (Hudson & Harrison, 1997) Kritérium porušení je možné zapsat i v podobě zohledňující vliv pórového tlaku. V takovém případě stačí pouze nahradit totální napětí (σ_1, σ_3) za napětí efektivní (σ_1', σ_3'). Vliv středního napětí je považován za zanedbatelný. (Hoek & Brown, 1980a)

Takto zapsané Hoek-Brownovo kritérium je vhodné použít pro stanovení pevnosti neporušených hornin. Během vytváření kritéria bylo zpracováno množství laboratorních dat, horniny rozděleny podle druhů do skupin a pro jednotlivé skupiny zpracovány grafy obálek porušení. (Obr. 22) Z těchto grafů byly následně dopočteny konstanty m_i pro

jednotlivé typy hornin a výsledky byly zpracovány do tabulky. Orientační hodnoty konstanty m_i pro různé horninové typy lze nalézt na Obr. 24 a hodnoty zde uvedené lze použít pro prvotní výpočty a odhady řešených problémů. Jejich přesnost však není dostatečná pro důsledné stanovení pevnosti, pro takové je třeba hodnotu konstanty stanovit pomocí laboratorních zkoušek. (Hoek & Brown, 1980a)



Obr. 22 Obálka pevnosti a) granitů, b) pískovců (Hoek, a další, 1980a)

5.2 Zobecněné Hoek-Brownovo kritérium

V průběhu let byl model Hoek-Brown vyvíjen, jeho nejnovější a nejlépe použitelnou verzí je tzv. Zobecněné Hoek-Brownovo kritérium. (Hoek, et al., 2002)

Rovnice Zobecněného Hoek-Brownova kritéria:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (16)$$

Zásadně rozlišujeme podobu rovnice pro neporušenou horninu:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + 1 \right)^{0,5} \quad (17)$$

pro kterou nabývají konstanty a a s hodnoty 0,5 a 1.

V případě horninového masívu mají konstanty různé hodnoty v závislosti na stavu masívu, který popisujeme pomocí horninové klasifikace. Z důvodu omezení využití klasifikace RMR zejména v oblasti slabých hornin byla pro potřeby Hoek-Brownova kritéria zavedena nová klasifikace GSI (Geological Strength Index) a konstanty byly vyjádřeny jejím prostřednictvím. (Hoek, et al., 2000) Materiálová konstanta m_b představuje sníženou hodnotu m_i pro horninový masív podle rovnice:

$$m_b = m_i \exp \left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D} \right) \quad (18)$$

Konstanty a a s jsou vyjádřeny následovně:

$$s = EXP\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right) \quad (19)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6}(e^{-GSI/15} - e^{20/3}) \quad (20)$$

kde D je faktor závisající na stupni narušení, kterému byl masív podroben. Narušení může být způsobeno odstřelem nebo uvolněním napětí v hornině. Hodnota D se může pohybovat v rozmezí od 0 (nenarušené horniny *in situ*) do 1 (velmi narušené horniny). Příklady a doporučený postup stanovení této hodnoty uvedli ve své práci Hoek, et al. (2002) (Obr. 23).

Tvar kritéria může být upraven i do podoby pro pevnost v prostém tlaku (21) i pro pevnost v prostém tahu (22), která odráží míru zaklínění jednotlivých částic horniny.

$$\sigma_c = \sigma_{ci} * s^a \quad (21)$$

$$\sigma_t = \frac{-s\sigma_{ci}}{m_b} \quad (22)$$

Zásadní změnou, která umožnila vylepšit dříve navržené vztahy mezi hlavními napětími (σ'_1, σ'_3) a normálovým a smykovým napětím (σ'_n, τ), bylo zavedení proměnné konstanty a namísto odmocniny, které umožnilo lepší výpočet odpovídající Mohrovy obálky pevnosti než do té doby používaná metoda nejmenších čtverců. Současná podoba těchto vztahů je uvedena jako rovnice 23-25.







$$\sigma'_n = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} - \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} * \frac{d\sigma'_1/d\sigma'_3 - 1}{d\sigma'_1/d\sigma'_3 + 1} \quad (23)$$

$$\tau = (\sigma'_1 - \sigma'_3) \frac{\sqrt{d\sigma'_1/d\sigma'_3}}{d\sigma'_1/d\sigma'_3 + 1} \quad (24)$$

$$d\sigma'_1/d\sigma'_3 = 1 + am_b(m_b\sigma'_3/\sigma_{ci} + s)^{a-1} \quad (25)$$

Pokud bychom chtěli nalézt pro obálku pevnosti podle Hoek-Brownova kritéria ekvivalentní Mohrovu obálku, lze obdobné vztahy využít i pro parametry soudržnost a úhel vnitřního tření. Stanovení těchto parametrů je důležité zejména pro různé geotechnické programy, založené na konceptu Mohr-Coulombova kritéria porušení. (Hoek, et al., 2002)

Zatímco obecná podoba kritéria byla vhodná zejména pro neporušené horniny, Zobecněné Hoek-Brownovo kritérium porušení je možné využít pro stanovení pevnosti jak neporušených, tak velmi rozpukaných horninových masívů, které mohou být považovány za homogenní a izotropní. (Hoek, et al., 2000)

<p>GEOLOGICAL STRENGTH INDEX FOR JOINTED ROCKS (Hoek and Marinos, 2000)</p> <p>From the lithology, structure and surface conditions of the discontinuities, estimate the average value of GSI. Do not try to be too precise. Quoting a range from 33 to 37 is more realistic than stating that $GSI = 35$. Note that the table does not apply to structurally controlled failures. Where weak planar structural planes are present in an unfavourable orientation with respect to the excavation face, these will dominate the rock mass behaviour. The shear strength of surfaces in rocks that are prone to deterioration as a result of changes in moisture content will be reduced if water is present. When working with rocks in the fair to very poor categories, a shift to the right may be made for wet conditions. Water pressure is dealt with by effective stress analysis.</p>		<p>SURFACE CONDITIONS</p> <p>VERY GOOD Very rough, fresh unweathered surfaces</p> <p>GOOD Rough, slightly weathered, iron stained surfaces</p> <p>FAIR Smooth, moderately weathered and altered surfaces</p> <p>POOR Slickensided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings or angular fragments</p> <p>VERY POOR Slickensided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings</p> <p>DECREASING SURFACE QUALITY →</p>				
<p>STRUCTURE</p>						
 <p>INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities</p>  <p>BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets</p>  <p>VERY BLOCKY - interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets</p>  <p>BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity</p>  <p>DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces</p>  <p>LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes</p>		<p>DECREASING INTERLOCKING OF ROCK PIECES</p> <p>↓</p>				
		90			N/A	N/A
		80				
		70				
		60				
		50				
		40				
		30				
		20				
		10				
		N/A	N/A			

Obr. 23 Stanovení GSI na základě geologického pozorování (Marinos, et al., 2005)

Rock type	Class	Group	Texture			
			Course	Medium	Fine	Very fine
SEDIMENTARY	Clastic		Conglomerate (22)	Sandstone 19 ← Greywacke (18) →	Siltstone 9	Claystone 4
	Non-Clastic	Organic		← Chalk 7 → ← Coal (8-21) →		
		Carbonate	Breccia (20)	Sparitic Limestone (10)	Micritic Limestone 8	
		Chemical		Gypstone 16	Anhydrite 13	
	METAMORPHIC	Non Foliated		Marble 9	Hornfels (19)	Quartzite 24
Slightly foliated		Migmatite (30)	Amphibolite 31	Mylonites (6)		
Foliated*		Gneiss 33	Schists (10)	Phyllites (10)	Slate 9	
IGNEOUS	Light	Dark	Granite 33		Rhyolite (16)	Obsidian (19)
			Granodiorite (30)		Dacite (17)	
			Diorite (28)		Andesite 19	
			Gabbro 27	Dolerite (19)	Basalt (17)	
			Norite 22			
	Extrusive pyroclastic type		Agglomerate (20)	Breccia (18)	Tuff (15)	

Obr. 24 Hodnoty konstanty m_i pro neporušené horniny podle skupin. Hodnoty uvedené v závorkách jsou odhady, horniny označené * jsou testovány kolmo na foliaci. (Hoek, et al., 2000)

5.3 Hoek-Brownovo kritérium – anizotropní horniny

Hoek-Brownovo kritérium porušení lze uplatnit i na anizotropní horniny. Jejich nestejná pevnost v různých směrech zatěžování komplikovala použití již vyvinutých kritérií, která se nezvládala přizpůsobit odlišné struktuře těchto hornin. Nespojitost a struktura horninového materiálu je v Hoek-Brownově kritériu zohledněna konstantami m_i a s a právě v nich je začleněna proměnnost pevnosti horniny spolu s úhlem mezi směrem zatěžování a plochou oslabení. Hoek a Brown (1980a) metodou pokus/omyl stanovili následující vztahy konstant m_i a s pro anizotropní horniny:

$$\frac{m}{m_i} = 1 - A * EXP \left[- \left(\frac{\beta - \xi_m}{A_2 + \beta A_3} \right)^4 \right] \quad (26)$$

$$s = 1 - P * EXP \left[- \left(\frac{\beta - \xi_s}{P_2 + \beta P_3} \right)^4 \right] \quad (27)$$

kde ξ_m je hodnota úhlu β , při které je m minimální, ξ_s je hodnota úhlu β , při které je s minimální, A a P jsou konstanty vyjádřené jako

$$A = m_i - \frac{m_{min}}{m_i} \quad P = (1 - s_{min}) \quad (28)$$

a A_2, A_3, P_2, P_3 jsou konstanty.

Stanovením anizotropie pevnosti horniny se i dále zabývají jiní autoři a upravují tvar Hoek-Brownova kritéria, aby zohlednění proměnné hodnoty pevnosti bylo dokonalejší. Jedno z takových kritérií publikovali Saroglou a Tsiambos (2007), kteří nahradili pevnost horniny v prostém tlaku (σ_c) za pevnost horniny v prostém tlaku při orientaci β ($\sigma_{c\beta}$) a rozšířili kritérium o parametr k_β , který představuje rozsah mezi minimální a maximální pevností neporušené horniny. (Saroglou, 2008)

Při vytváření nového empirického kritéria porušení měli Hoek a Brown (1980a) určené tři zásady, které by mělo ideální kritérium splňovat:

- adekvátně popisovat reakci neporušeného horninového materiálu v rozsahu napěťových podmínek nastávajících v běžné praxi
- být schopné zahrnout anizotropní chování pevnosti spojené s přítomností ploch oslaben
- poskytnout údaj, i když pouze přibližný, o celkové pevnosti horninového masívu obsahujícího několik souborů diskontinuit

V publikaci Support of Underground Excavation (Hoek, et al., 2000) jsou uvedené podmínky mírně odlišné. V tomto případě by kritérium porušení mělo:

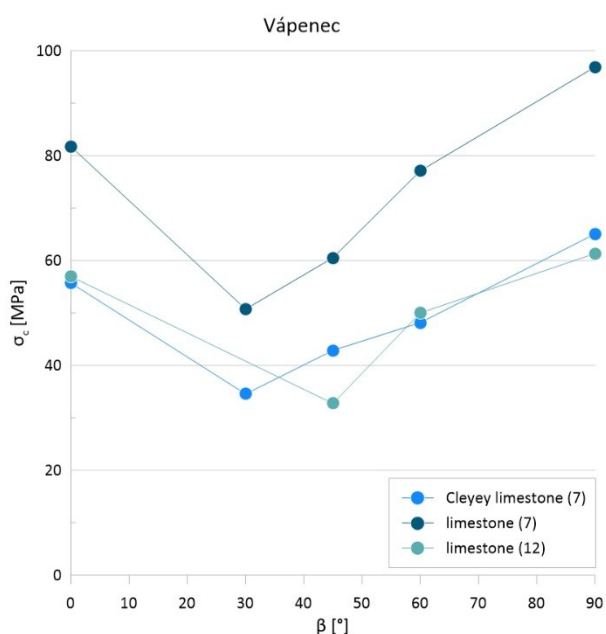
- být v dobré shodě s hodnotami pevnosti určenými triaxiálními zkouškami na horninových vzorcích
- být vyjádřeno matematicky jednoduchými rovnicemi založenými v maximálním možném rozsahu na bezrozměrných parametrech
- poskytovat možnost rozšíření pro zpracování porušení rozpukaných horninových masívů

Uvedený text je důkazem, že autorům se povedlo své podmínky splnit, a jako potvrzení může sloužit rozšířenost a hojná využívanost kritéria v inženýrskogeologické praxi.

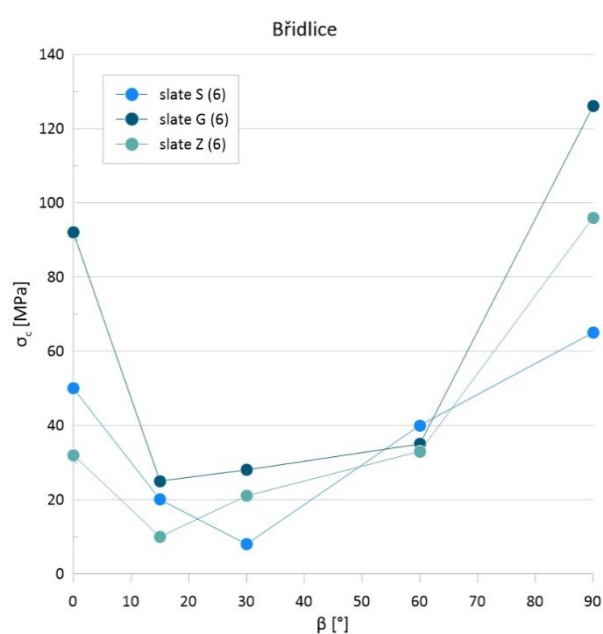
6 Interpretace dat

Doposud jsem se ve své práci zabývala popisem vlastností, parametrů, kritérií a jiných podmínek, které je třeba při stanovení pevnosti horniny uvážit. Vztahy, rovnice a konstanty, jimiž jsou tyto vlastnosti charakterizovány vycházejí z výzkumu chování hornin pod napětím za daných podmínek, především ale byly stanoveny díky množství pokusů a laboratorních zkoušek, které byly provedeny s cílem přesně určit a vyjádřit hledaný vztah a následně ověřit jeho správnost. V případě anizotropie hornin byly takové zkoušky prováděny pro nalezení souvislosti mezi proměnnou hodnotou pevnosti (σ_c) a strukturou horniny, kde určujícím parametrem je úhel mezi plochou oslabení horniny a směrem působícího zatížení (β). Mnoho jiných zkoušek souvisejících s anizotropií bylo provedeno pro stanovení obálek pevnosti různých druhů hornin a definování kritérií pevnosti anizotropních hornin. V následující kapitole představím grafickou interpretaci některých dat z laboratorních zkoušek v dostupné odborné literatuře a pokusím se vystihnout nejdůležitější charakteristiky anizotropie pevnosti zmíněné v předchozím textu.

Jak bylo již dříve zmíněno, pevnost horniny s břidličnatou strukturou, foliací nebo jiným druhem ploch oslabení je proměnná v závislosti na úhlu zatěžování. Jednoduchým příkladem je graf pevnosti břidlic na Obr. 26. Můžeme vidět, že i když se jedná o stejný druh horniny, jejich pevnost v prostém tlaku je mírně odlišná. Tři druhy břidlice byly odebrané v různých částech Íránu z odkryvů u přehradních konstrukcí (Saeidi, et al., 2014), variace ve velikosti pevnosti je proto způsobena zejména jiným stavem horniny, mineralogickým a chemickým složením. Když se však zaměříme na obecný trend průběhu pevnosti v závislosti na úhlu β , zjistíme, že pro všechny tři odebrané vzorky je velice podobný – minimální pevnost v tlaku má hornina při zatížení pod úhlem okolo 20-30°, maximální pevnost vykazuje při zatížení kolmo na plochy oslabení. Na Obr. 25 je pro porovnání vyobrazen velice podobný průběh anizotropie na vzorcích vápence.

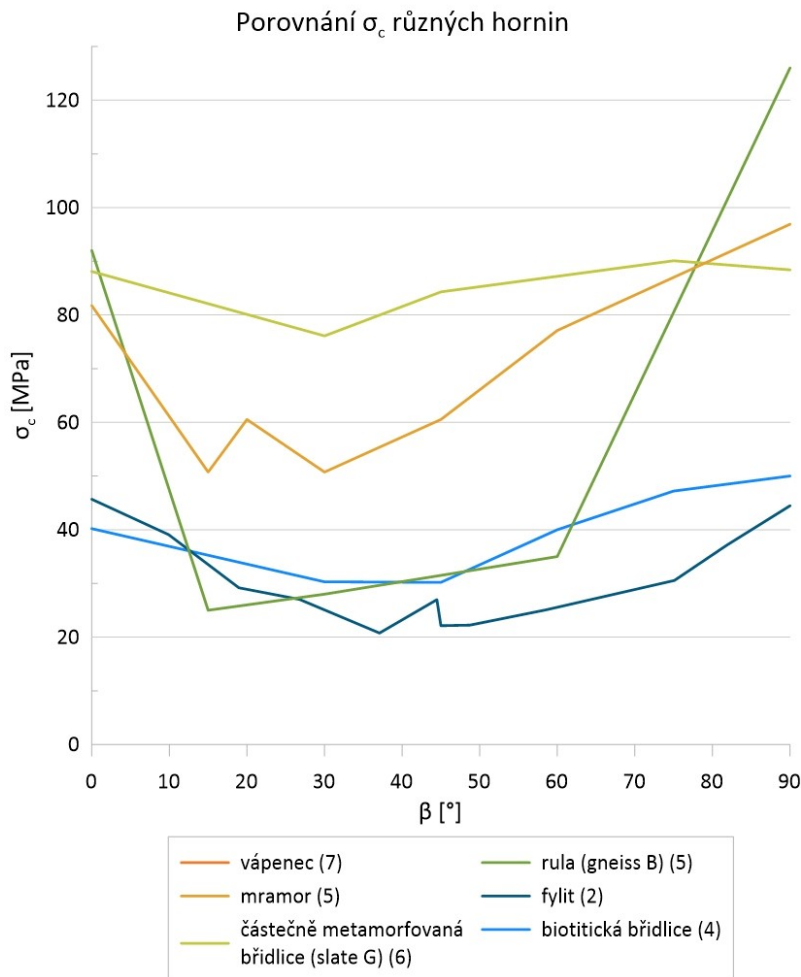


Obr. 25 Průběh pevnosti vápence v závislosti na β



Obr. 26 Průběh pevnosti břidlice v závislosti na β

Obdobné chování můžeme pozorovat u všech druhů hornin, pokud u nich nedojde k tak mocné změně struktury, že ovlivněná hornina zcela změní podobu svých reakcí. Pro každou horninu i všechny její výrazné varianty lze z výsledků laboratorních zkoušek zhruba stanovit průběh její pevnosti. Srovnání několika vybraných hornin v tomto smyslu je uvedeno na Obr. 27.

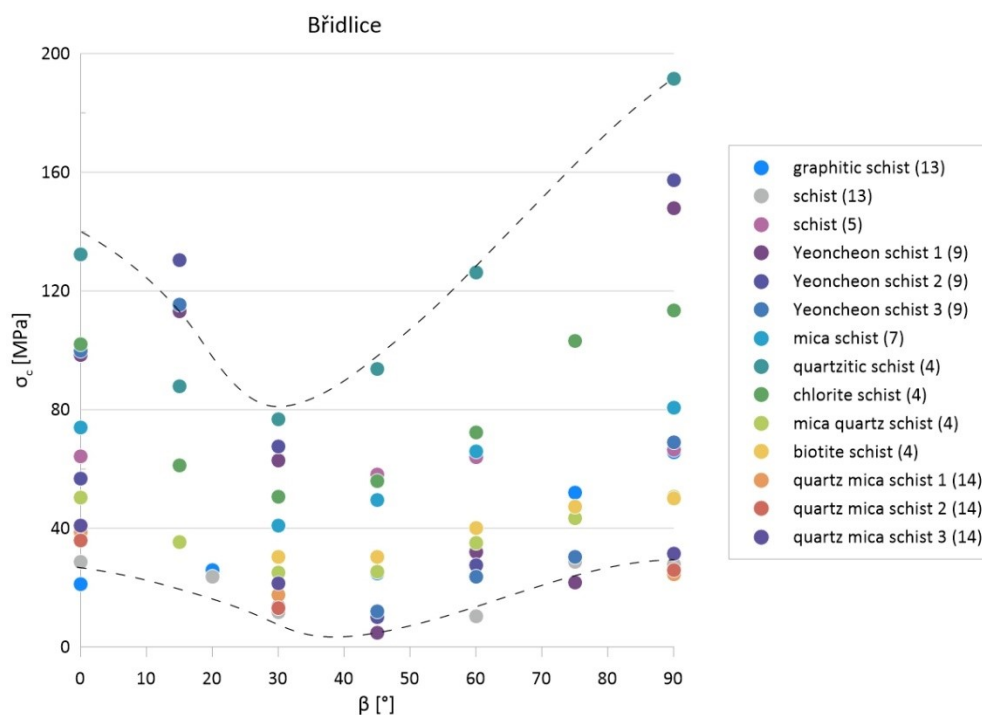


Obr. 27 Porovnání průběhu pevnosti různých hornin

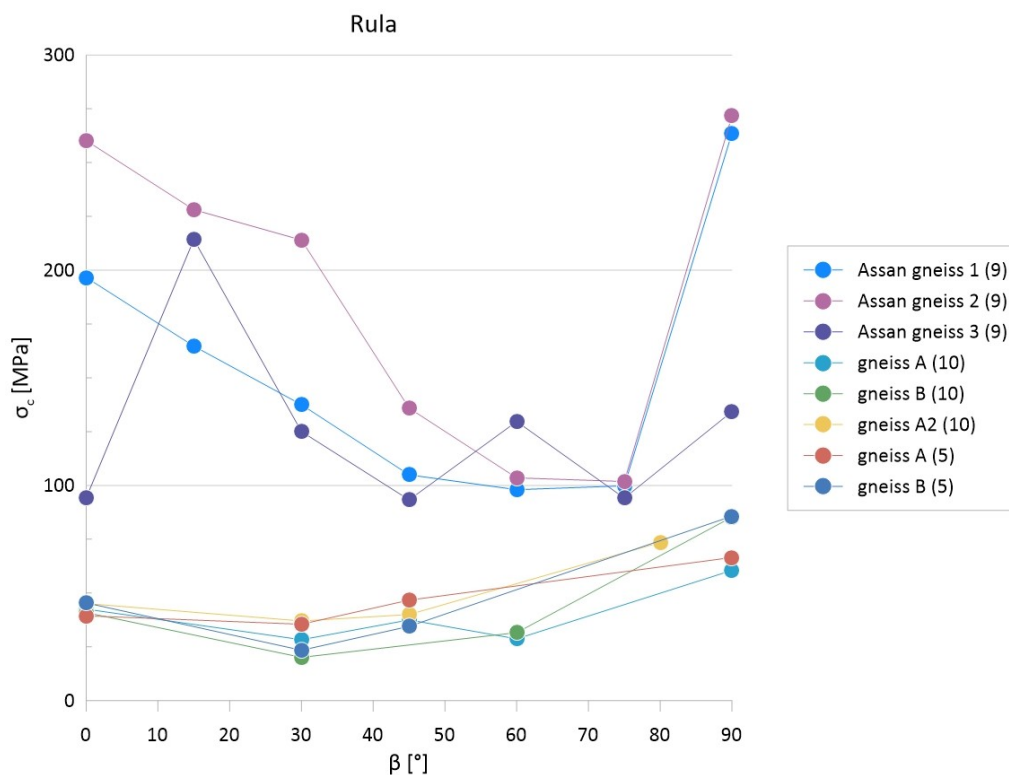
Jestliže křivky vápenců a břidlic byly velice podobné, při pohledu na Obr. 27 to zdaleka nemůžeme tvrdit o různých typech horniny. Pokud pomineme samotnou hodnotu pevnosti, která se liší v desítkách MPa, zásadním rozdílem je její rozsah. Např. pro zkoušenou rulu se hodnoty pevnosti v závislosti na úhlu β mohou lišit až o 100 MPa, zatímco biotitická břidlice má maximální rozsah 20 MPa. Pevnost této ruly je tedy mnohem více závislá na směru zatěžování, má větší index anizotropie.

Rozsah pevnosti vybraných vzorků ruly, fylitu a břidlice jsou na Obr. 30 až Obr. 28. S výjimkou grafu ruly všechny potvrzují výše popisované anizotropní chování hornin. Pevnost vzorků fylitu se pohybuje v rozmezí 10 až 100 MPa a anizotropie všech má tvar U. Minimum pevnosti vzorky vykazují při hodnotách β okolo 30°, výjimku tvoří pouze vzorky čerstvého a zvětralého fylitu, jejichž minimální pevnost se projevuje okolo 50°. V případě těchto dvou vzorků není ani pokles v pevnosti tak výrazný. Maxima fylity dosahují při zatížení kolmo na plochy oslabení. Stejně tak břidlice mají největší pevnost při $\beta = 90^\circ$, rozsah hodnot pevnosti při jednotlivých úhlech je však pro větší počet

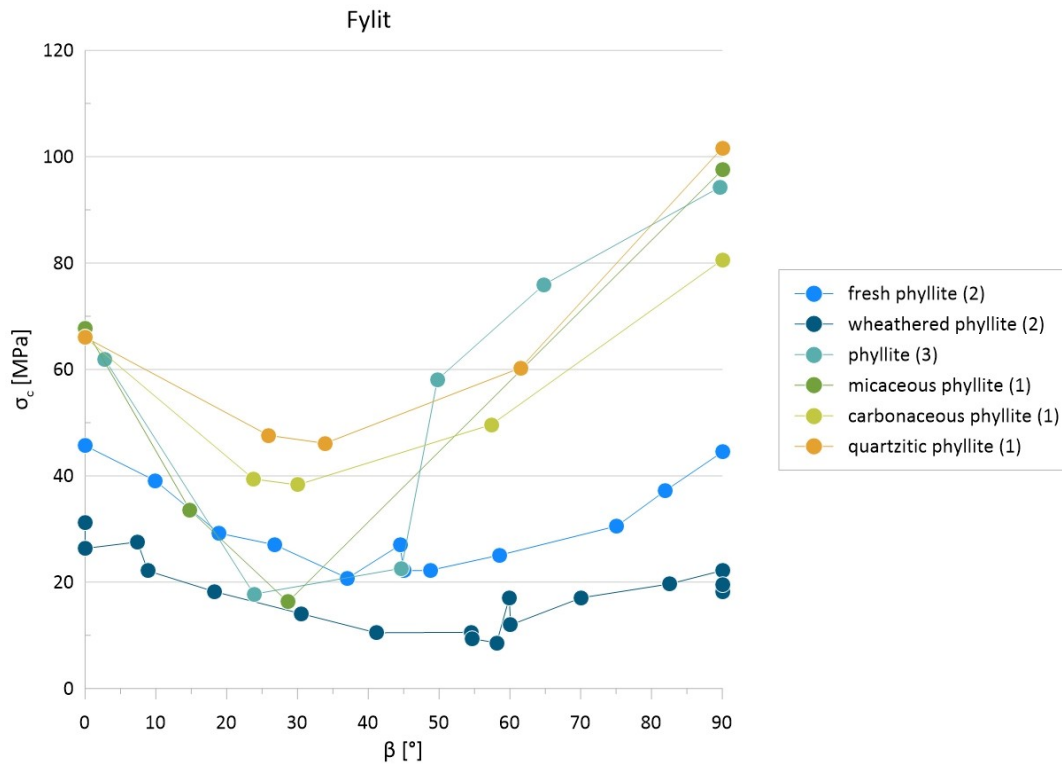
zkoušených vzorků širší (5-180 MPa). Zatímco ale pro vzorky s obecně nižší pevností platí, že napětí při porušení je přibližně stejné pro zatěžování rovnoběžně i kolmo na plochy oslabení, pro vzorky s vyšší pevností je velikost napětí při porušení při zatěžování rovnoběžně s plochami oslabení výrazně nižší. Minima pevnosti břidlic se pohybují v rozmezí 30-40° a anizotropie má tvar U. V případě ruly použitá data pocházejí ze dvou zcela rozdílných oblastí (Korea – Assan gneiss, Řecko – zbylé vzorky) i horninových podmínek. Vzorky zkoušené v Řecku pocházejí z odkryvů při výkopu tunelu a jedná se v obou případech o jemně zrněné ruly z nízkých až středních metamorfních podmínek. (Saroglou, et al., 2004) Korejské vzorky ruly jsou z pevné nezávětralé horniny s minimem viditelných mikrotrhlin. (Kim, et al., 2012) Ruly patří mezi metamorfované horniny a jejich vlastnosti bývají obecně dost odlišné, jak můžeme vidět i na grafu pevnosti. Rozsah pevnosti řeckých rul je 25-80 MPa, korejské ruly se pohybují v rozmezí 100-275 MPa. Výrazný rozdíl je také v úhlu, při kterém mají ruly nejmenší pevnost. Ruly pocházející z Řecka mají minimum při $\beta = 30^\circ$, ruly z Koreje mají nejnížší hodnoty pevnosti při $\beta = 60^\circ$. V obou případech má však anizotropie tvar U.



Obr. 28 Pevnost břidlice v závislosti na β – porovnání

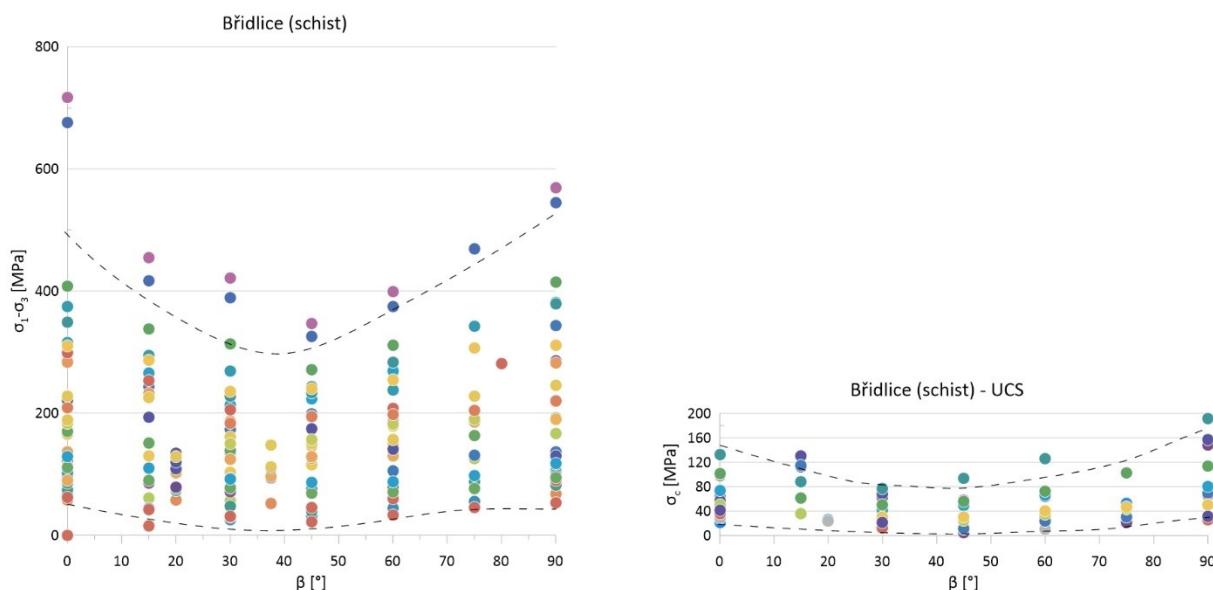


Obr. 29 Pevnost ruly v závislosti na β – porovnání



Obr. 30 Pevnost fylitu v závislosti na β – porovnání

Anizotropie pevnosti hornin se dá kromě zkoušek v prostém tlaku testovat také pomocí zkoušek triaxiálních. Z výsledků těchto zkoušek je pak možné určit obálky pevnosti jednotlivých hornin a při zpracovávání dat lze pozorovat vliv komorového tlaku na pevnost horniny. Jako názorná ukázka tohoto jevu nám poslouží Obr. 31.



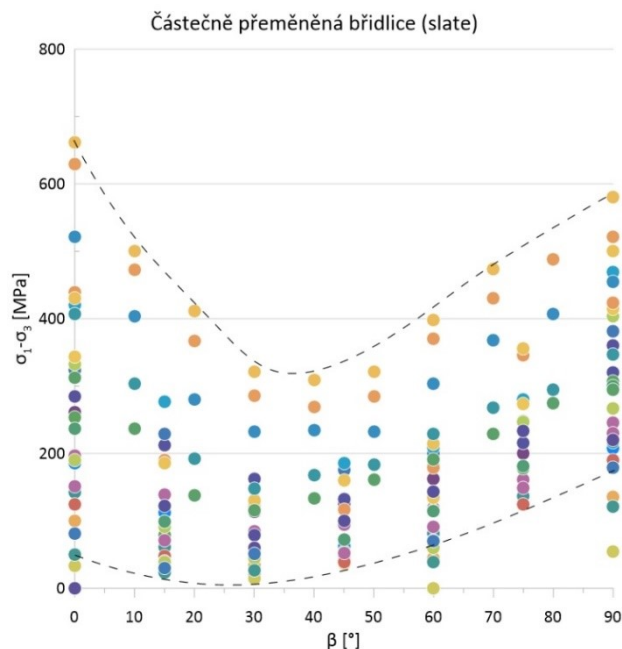
Obr. 31 Vliv komorového tlaku na pevnost břidlice. (Zdroje dat triaxiálních dat pro břidlici: 4, 5, 8, 16.)

Na levé straně je zobrazen souhrnný graf provedených triaxiálních zkoušek při různých komorových tlacích pro břidlice, pro tutéž horninu je vpravo zobrazen souborný graf výsledků zkoušek v prostém tlaku. Pro možnost porovnání bylo zachováno měřítko na obou grafech stejné. Zatímco pevnost břidlic v prostém tlaku se pohybuje v rozmezí přibližně od 20 MPa do 200 MPa, pevnost břidlic, na které působí dostatečně velký komorový tlak může být až třikrát vyšší. Komorový tlak způsobuje uzavření mikrotrhlin a zaklínění částic horniny, je tedy třeba vynaložit větší úsilí k jejímu porušení. Kromě zvyšující se pevnosti ale můžeme pozorovat také zvyšující se poměr mezi maximální a minimální hodnotou pevnosti horninou v průběhu zatěžování pod různými úhly β dosaženou. Pokud tedy na horninu stlačenou komorovým tlakem působíme napětím kolmo nebo rovnoběžně s plochami oslabení, je její porušení díky zpevnění daleko náročnější. Pokud ale působíme pod nějakým úhlem, efekt komorového tlaku se neparně snižuje a k porušení horniny stačí menší napětí. Tento jev můžeme pozorovat i na Obr. 32.

Při zpracování dat z triaxiálních zkoušek pomocí grafů závislosti deviátorového napětí ($\sigma_1 - \sigma_3$) a úhlu β můžeme také v některých případech sledovat mírný posun minima pevnosti horniny směrem k vyšším hodnotám úhlu mezi plochami oslabení a směrem ztěžování. Takovou změnu můžeme hledat např. na grafech fylitů (Obr. 34).

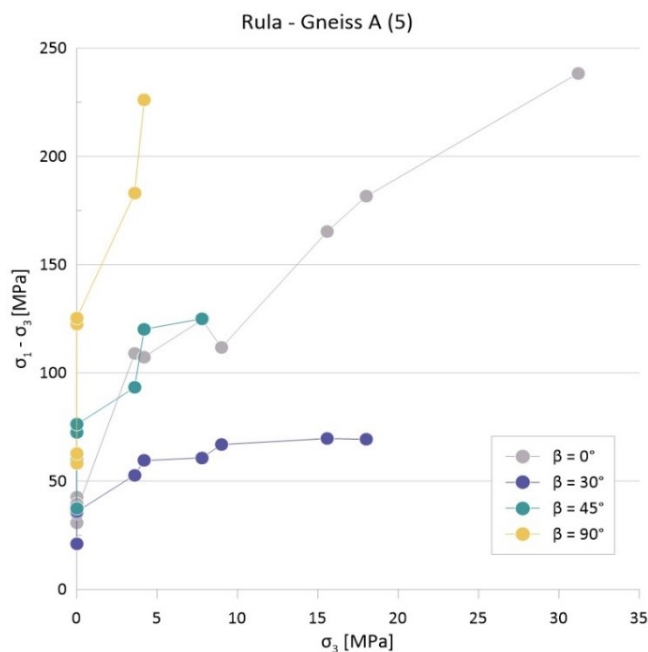
Kromě posunutí minimální pevnosti ve směru úhlu β ale na zobrazených grafech triaxiálních dat fylitů jsou velmi dobře rozpoznatelné tvary křivek anizotropie. První z typů tvaru, tzv. U type, můžeme vidět na grafech fylitu s obsahem organického uhlíku (carbonaceous phyllite) a slídnatého fylitu (micaceous phyllite). Křivky tohoto druhu mají tvar písmene U s mírně posunutým minimem směrem k nižším hodnotám β , případně s jednou stranou grafu mírně převyšující tu druhou. Druhým typem křivky je tzv. Shoulder type. Tyto grafy mají inflexní bod a na straně vytvářejí „rameno“, kde dochází k mírnému

vyrovnání změny pevnosti. Anizotropii tohoto typu při testování projevily vzorky fylitu s vysokým obsahem křemene (Quartzitic phyllite) a Moretown fylit (Moretown phyllite). Třetí skupina zvaná „Undulatory type“ projevující se jako vícekrát zvlněná křivka s výrazně vyššími hodnotami při úhlech $\beta = 0^\circ$ a $\beta = 90^\circ$ mezi zkoušenými horninami zastoupena nebyla.



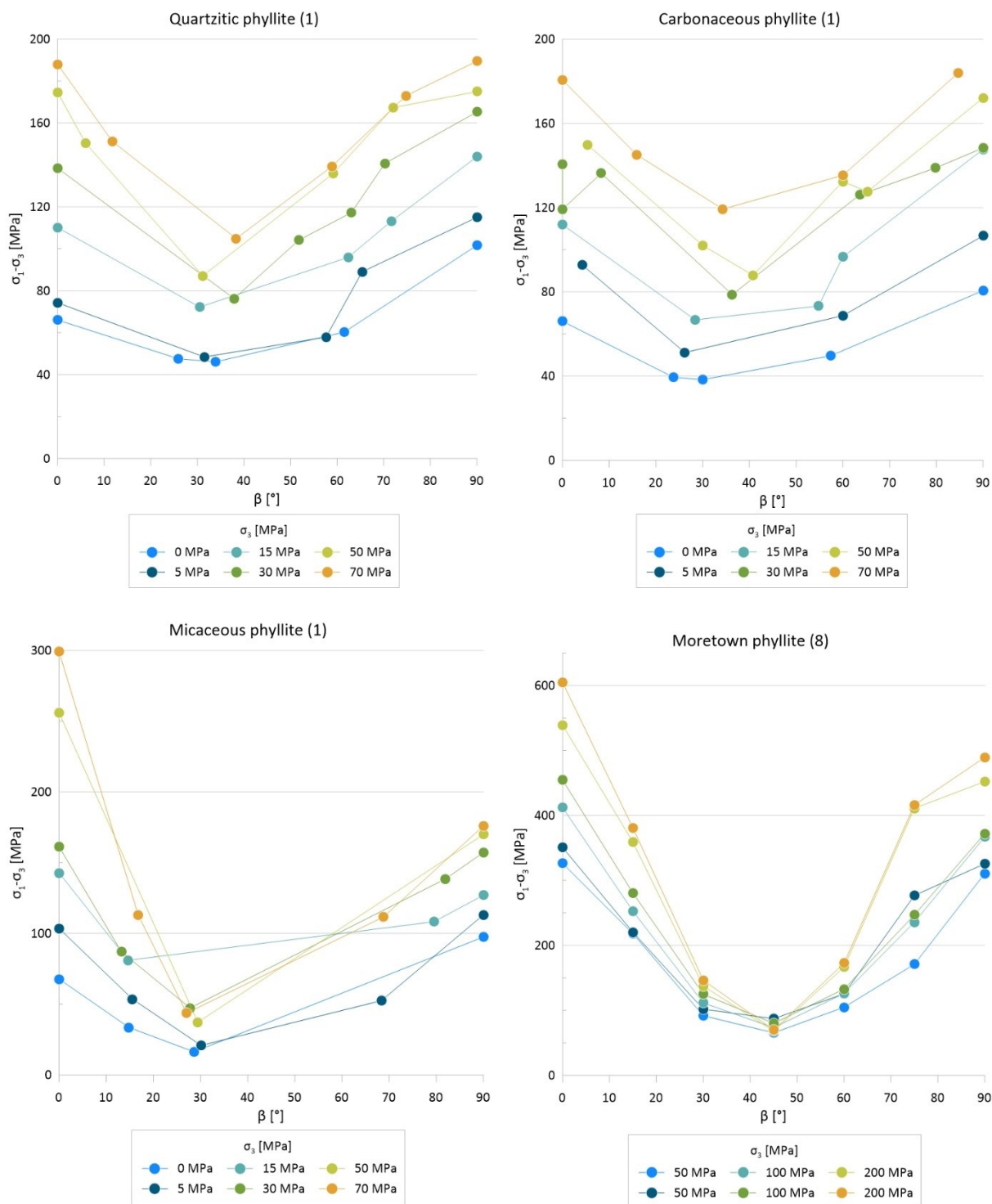
Obr. 32 Souhrnný graf dat z triaxiálních zkoušek pro částečně přeměněnou břidlici. (Zdroje triaxiálních dat pro částečně přeměněnou břidlici: 6, 8, 11, 17)

Přední výhodou dat z triaxiálních zkoušek je ale možnost sestavení obálky pevnosti horniny, meze, za kterou hornina nemůže existovat v celistvém stavu. Stejně jako různé horniny nemají stejnou obálku pevnosti, nemají ji ani stejné horniny zatěžované v různém úhlu mezi sklonem ploch oslabení a směrem zatěžování. Ukázka takových obálek pevnosti



Obr. 33 Obálky pevnosti pro různé úhly β – rula

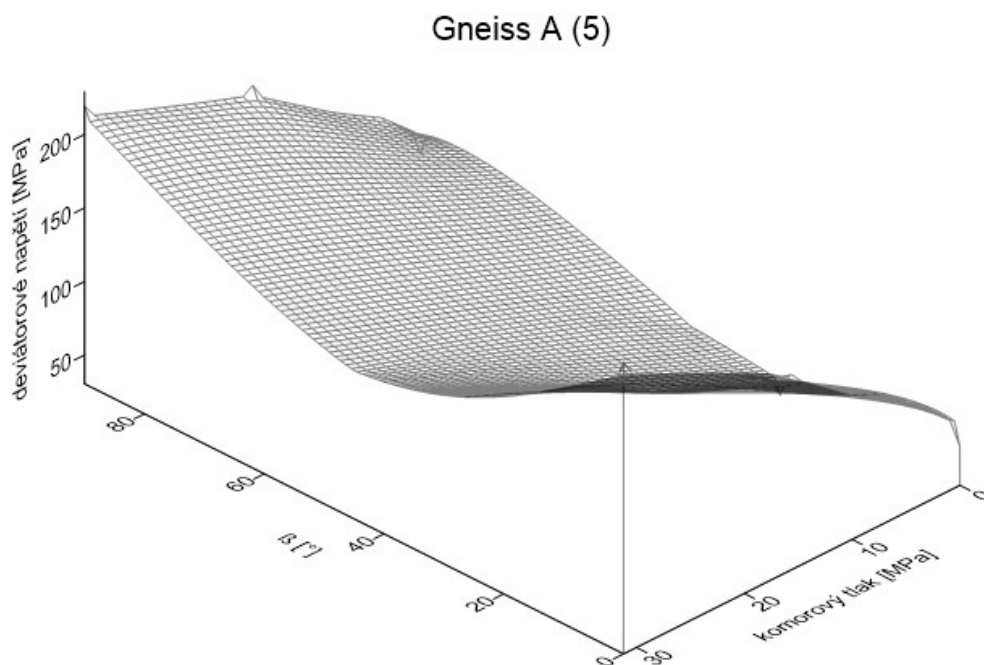
pro rulu zatěžovanou pod úhly $\beta = 0^\circ, 30^\circ, 45^\circ$ a 90° je na Obr. 33. Obálka pevnosti je v tomto případě zobrazena v souřadném systému hlavních napětí, respektive napětí deviátorového a vedlejšího normálového. Stejně jako pro grafy závislosti deviátorového napětí na úhlu β , i v tomto případě má obálka pevnosti pro $\beta = 30^\circ$ nejnižší hodnotu.



Obr. 34 Grafy dat z triaxiálních zkoušek pro 4 druhy fylitu

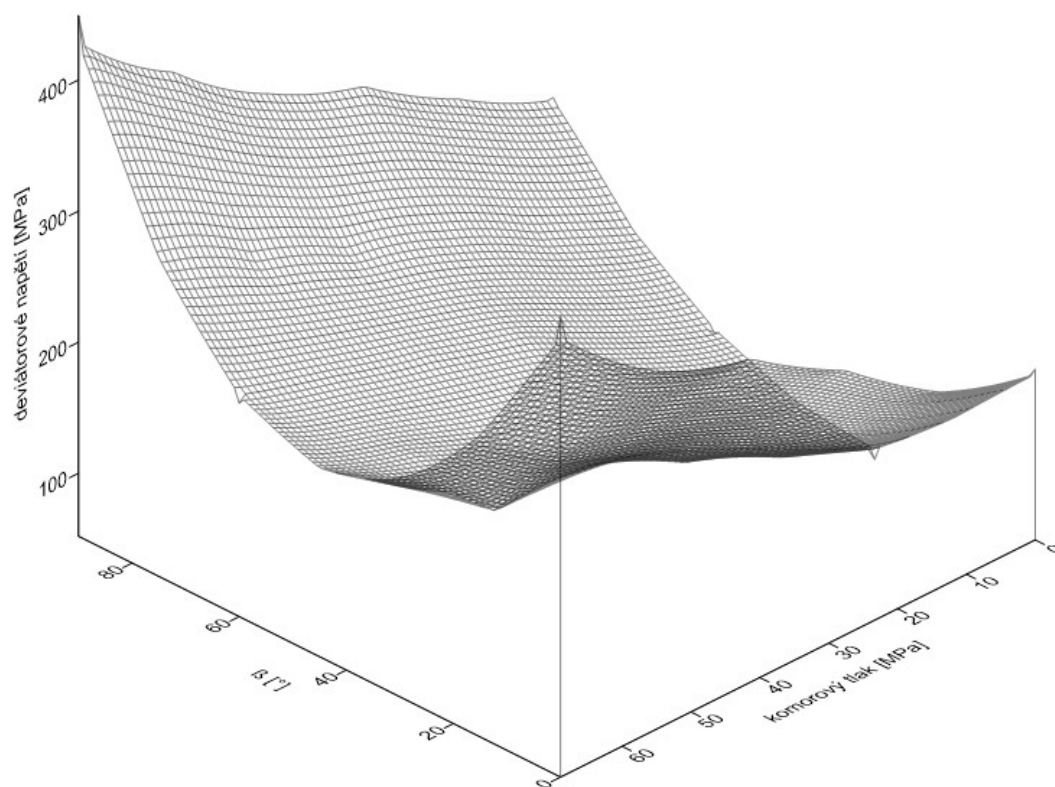
Pro oba způsoby zobrazení anizotropie pevnosti hornin platí, že vyobrazené křivky, obálky pevnosti, představují jakousi mez, horní hranici, kterou hornina nemůže v neporušeném stavu překročit. Pokud zkombinujeme obě tyto možnosti, lze vytvořit trojrozměrný graf, znázorňující plochu, na které dochází k porušení horniny. Takové grafy jsem se pro některé typy hornin pokusila ze získaných dat vytvořit, avšak kvůli jejich omezenému množství, nekompletnímu rozsahu a kombinaci ne vždy zcela se k sobě hodících horninových vzorků, i když se třeba jednalo o horninu stejného typu (jako příklad může sloužit graf ruly z Obr. 29), není jejich podoba příliš přesná. Grafy mohou posloužit pro představu, za jakých podmínek k porušení horniny dochází a jak se pevnost anizotropní horniny proměňuje. Pro větší vypovídající hodnotu těchto grafů by však bylo zapotřebí důkladnější analýzy.

Pokud si prohlédneme Obr. 35-Obr. 38, můžeme na všech pozorovat růst deviátorového napětí spolu se zvyšujícím se komorovým tlakem i charakteristické zakřivení typu U, odpovídající změně pevnosti s úhlem β . Nejlépe tomu odpovídají grafy Obr. 35 a Obr. 36. Graf na Obr. 38 je souhrnným grafem dat pro různé vzorky rul a vytváří přibližnou představu podoby plochy porušení pro horninu jako takovou. Posledním grafem je Obr. 37, který vykresluje plochu oslabení pro kvarcitický fylit. U této horniny můžeme vidět velmi výrazný pokles v pevnosti horniny při zatížení pod $\beta=40^\circ$.



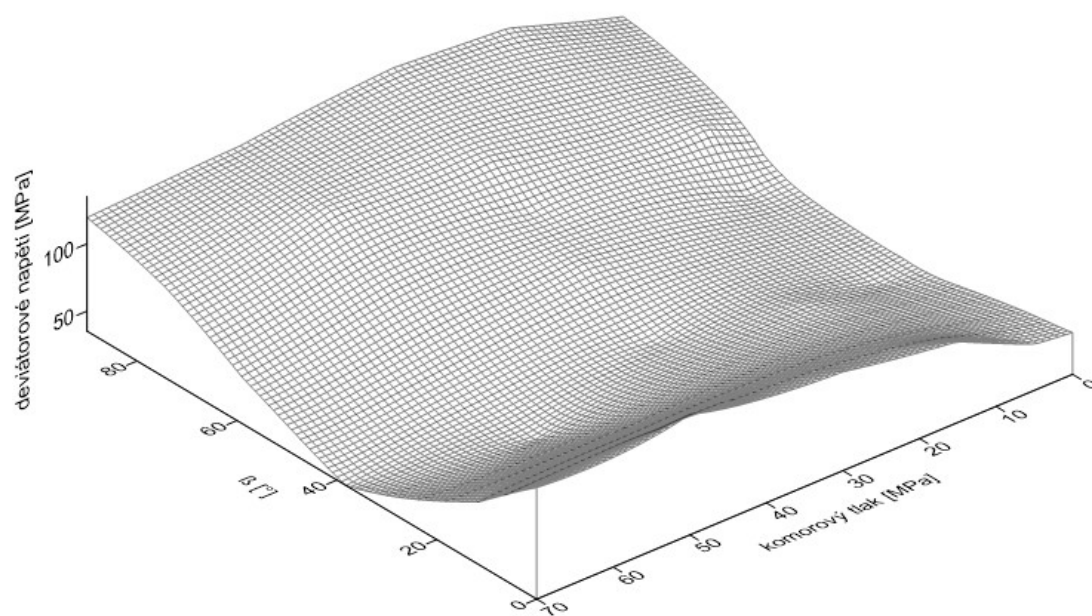
Obr. 35 3D graf plochy porušení ruly – Gneiss A

Penrhyn slate (11)

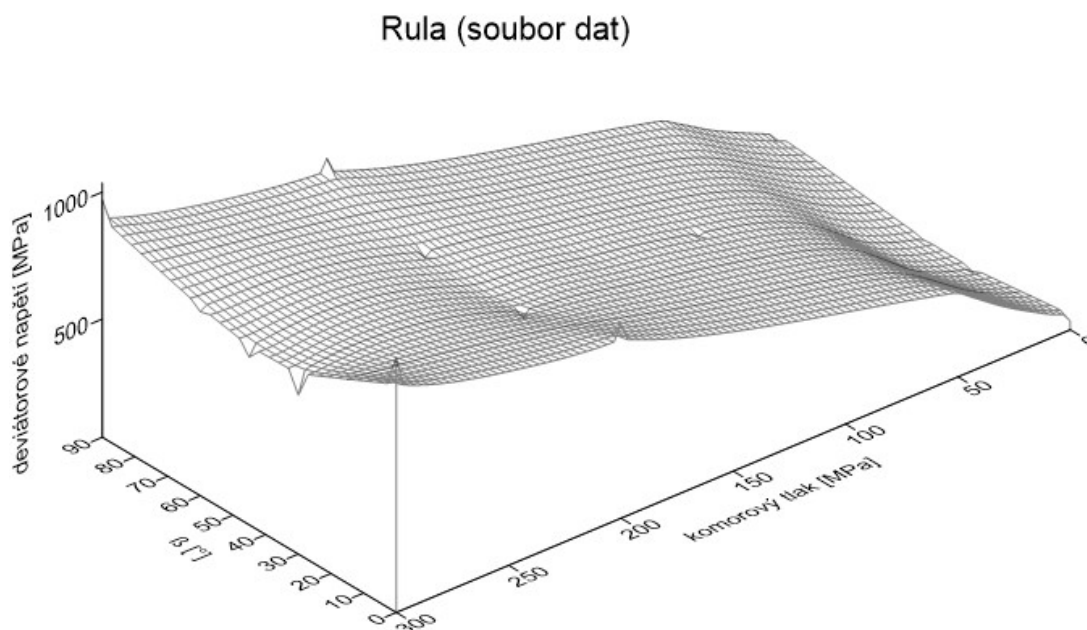


Obr. 36 3D graf plochy porušení břidlice – Penrhyn slate

Quartzitic phyllite (1)



Obr. 37 3D graf plochy porušení fylitu - Quartzitic phyllite



Obr. 38 3D graf plochy porušení ruly – soubor dat (5), (17)

Interpretace dat je nedílnou součástí všech laboratorních zkoušek. V této kapitole jsem uvedla možné způsoby interpretace anizotropie pevnosti hornin. Volba vybrané metody už pak závisí pouze na účelu interpretace dat a osobní preferenci.

Seznam publikací použitých pro zpracování dat:

- (1) (Ramamurthy, et al., 1993)
- (2) (Sabatakakis & Tsiambaos, 1983)
- (3) (Saroglou, 2008)
- (4) (Nasser, et al., 2003)
- (5) (Saroglou, 2008)
- (6) (Saeidi, et al., 2014)
- (7) (Karakul, et al., 2010)
- (8) (Donath, 1972)
- (9) (Cho, et al., 2012)
- (10) (Saroglou, et al., 2004b)
- (11) (Attewell & Sandford, 1974)
- (12) (Horino & Ellickson, 1970)
- (13) (Saroglou, et al., 2004a)
- (14) (Zhang, et al., 2011)
- (15) (Usol'tseva, et al., 2017)
- (16) (McLamore & Gray, 1967)
- (17) (Rawling, et al., 2002)

7 Závěr

Pevnost hornin a její stanovení je zásadní pro správný přístup k mechanicko-fyzikálnímu popisu hornin. Je charakteristická pro každý druh horniny a její hodnota se může v závislosti na různých podmínkách měnit. Mezi parametry, které ovlivňují pevnost patří velikost a tvar vzorku, vlhkost horniny, teplota, komorový tlak, trvání zatížení, creepové charakteristiky a v neposlední řadě anizotropie. Lze ji stanovit pomocí laboratorních zkoušek a podobu pevnosti horniny dále rozvést využitím kritéria porušení. Kombinací těchto dvou nástrojů lze relativně přesně a dostatečně stanovit obálku pevnosti horniny, tedy křivku v souřadném systému normálového a smykového napětí nebo hlavních napětí, která definuje mezní kombinace napětí, pro které je hornina ještě soudržná.

Pevnost horniny je odvislá také od struktury horniny, má-li tedy hornina anizotropní strukturu, můžeme tvrdit, že i její pevnost je anizotropní. Takové struktury můžeme rozdělit na přirozené (inherentní) a vyvolané (indukované), kde mezi přirozenou anizotropií řadíme břidličnatost, zvrstvení, foliaci a jiné plochy oslabení vytvořené spolu se vznikem horniny samotné. Vyvolanou anizotropií nazýváme takové struktury, které v hornině vznikly až druhotně za působení tlaků, teploty nebo jiného mechanického namáhání. Do této skupiny patří pukliny, trhliny, zlomy a jiné typy diskontinuit.

Diskontinuity a plochy oslabení způsobují, že v závislosti na jejich podobě, tvaru, sklonu, velikosti, ploše, vykazují horniny v různých směrech různě velkou míru pevnosti. Proto jedním ze způsobů, jak definovat anizotropii pevnosti jsou laboratorní zkoušky horninových vzorků, při kterých je zatížení aplikováno pod různými úhly vzhledem ke sklonu ploch oslabení a výsledky těchto zkoušek jsou vynášeny do grafů závislosti pevnosti na úhlu mezi směrem zatížení a plochami oslabení (β). Z pozorování vyplývá, že většina hornin vykazuje nejnižší pevnost při zatížení pod úhly v rozmezí 30-40°, naopak nejvyšší pevnost se projevuje při zatěžování kolmo nebo rovnoběžně s plochami oslabení.

Pro stanovení obálky pevnosti anizotropních hornin se kromě triaxiálních zkoušek s různými úhly β využívá speciálně upravených nebo vyvinutých kritérií porušení. Mezi nejvýznamnější z těchto kritérií patří například Jaegerova „Plane of weakness theory“ nebo kritéria navržená McLamore a Grayem (1967) a Ramamurthym, et. al (1993). Nejpresnějším a v současné době nejpoužívanějším je však Hoek-Brownovo kritérium porušení, jehož úprava pro anizotropní horniny dobře odpovídá chování pevnosti v takových materiálech.

K interpretaci laboratorních dat získaných z testování anizotropie pevnosti lze dobře použít různých grafických zobrazení, přičemž nejběžnějšími jsou grafy závislosti pevnosti horniny na úhlu mezi směrem zatížení a sklonem ploch oslabení. Druhým velmi používaným zobrazením je graf obálek pevnosti horniny v souřadném systému hlavních normálových napětí, ve kterém jsou obálky pevnosti zobrazovány pro jednotlivé úhly β . Kombinací těchto dvou zobrazení můžeme získat trojrozměrnou podobu grafu anizotropie pevnosti. Vykreslená plocha dobře popisuje průběh pevnosti v prostoru, pro její sestavení je však nutná kvalitní analýza dat.

Grafické zpracování dat z odborné literatury dobře odpovídá uvedeným předpokladům. Potvrzuje, že největších pevností dosahují anizotropní horniny při zatížení kolmo na plochy oslabení nebo rovnoběžně s nimi, nejmenších při zatížení v rozmezí β 20° až 40°.

Při uplatnění komorového tlaku se spolu s pevností zvyšuje i její rozdíl mezi maximem a minimem. Tvary křivek odpovídají tvarům klasifikovaným Ramamurthym (1993). Z porovnání dat také vyplívá, že horniny stejného typu se při zatěžování chovají podobně a anizotropie má stejný průběh, i když hodnoty se mohou mírně lišit. Naopak průběh anizotropie pevnosti různých hornin může být zcela odlišný.

8 Seznam literatury

Amadei, B., 2007. *CVEN 5768 - Lecture Notes 8*. [Online] Available at: <http://ceae.colorado.edu/~amadei/CVEN5768/PDF/NOTES8.pdf> [Přístup získán 8 březem 2018].

Amaral, P. M., Cruz Fernandes, J. & Guerra Rosa, L., 2007. Weibull statistical analysis of granite bending strength. *RockMechanics and Rock Engineering*, 41(6), pp. 917-928.

Atkinson, J., 1993. *An Introduction to the Soil Mechanics and Foundations*. London: McGRAW-HILL Book Company.

Attewell, P. B. & Sandford, M. R., 1974. Intrinsic Shear Strength of a Brittle, Anisotropic Rock - I: Experimental and Mechanical Interpretation. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 11(11), pp. 423-430.

Bieniawski, Z. T., 1974. Estimating the strength of rock materials. *Journal of the South African Institute of Mining and Metallurgy*, Březen, 74(8), p. 312-320.

Cai, M. a další, 2004. Generalized crack initiation and crack damage stress thresholds of brittle rock masses near underground excavations. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 41(5), p. 833-847.

Donath, F. A., 1972. Effects of Cohesion and Granularity on Deformational Behavior of Anisotropic Rock. *Geological Society of America Memoirs*, Issue 135, pp. 95-128.

Duveau, G., Shao, J. F. & Henry, J. P., 1998. Assessment of some failure criteria for strongly anisotropic geomaterials. *Mechanics of Cohesive-frictional Materials*, 3(1), pp. 1-26.

Goodman, R. E., 1989. *Introduction to Rock Mechanics Second Edition*. Berkeley, University of California: John Wiley & Sons.

Hoek, E., 1966. Rock Mechanics - an introduction for the practical engineer. *Mining Magazine*.

Hoek, E., 2007. *Practical Rock Engineering*.

Hoek, E. & Brown, E. T., 1980a. Empirical Strength Criterion for Rock Masses. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 106(9), pp. 1013-1035.

Hoek, E. & Brown, E. T., 1980b. *Underground Excavations in Rock*. Revised first edition editor London: E & FN Spon, an imprint of Chapman & Hall.

Hoek, E. & Brown, E. T., 1998. Practical Estimates of Rock Mass Strength. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 34(8), p. 1165-1186.

Hoek, E., Carranza-Torres, C. & Corkum, B., 2002. *Hoek-Brown failure criterion - 2002 Edition*. Toronto.

Hoek, E., Kaiser, P. K. & Bawden, W. F., 2000. *Support of underground excavation in hard rock*. Fourth print editor Rotterdam: A. A. Balkema.

Horák, V., Paseka, A. & Pospíšil, P., 2005. 10. *Mechanika hornin - laboratoř*. [Online] Available at: http://geotech.fce.vutbr.cz/studium/mech_hornin/mhig_10.pdf [Přístup získán 27 Červenec 2018].

Horino, F. G. & Ellickson, M. L., 1970. *A method of estimating the strength of rock containing planes of weakness*.

Hudson, J. A. & Harrison, J. P., 1997. *Engineering rock mechanics An introduction to the principles*. Oxford: Pergamon.

Chamra, S., 2004. *Stébelnatá rula*. [Online] Available at: <http://departments.fsv.cvut.cz/k135/wwwold/webkurzy/obrazky/stebelната.jpg> [Přístup získán 15 Květen 2018].

Cho, J. W., Kim, H., Jeon, S. & Min, K. B., 2012. Deformation and strength anisotropy of Asan gneiss, Boryeong shale and Yeoncheon schist. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, Issue 50, pp. 158-169.

Jaeger, J. C., 1960. Shear failure of anisotropic rocks. *Geological Magazine*, 97(1), pp. 65-72.

Jeonga, H.-s., Kangb, S.-s. & Obarac, Y., 2007. Influence of surrounding environments and strain rates on the strength of rocks subjected to uniaxial compression. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 44(3), pp. 321-331.

Karakul, H., Ulusay, R. & Isik, N. S., 2010. Empirical models and numerical analysis for assessing strength anisotropy based on block punch index and uniaxial compression tests. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 47(4), pp. 657-665.

Kim, H., Cho, J. W., Song, I. & Min, K. B., 2012. Anisotropy of elastic moduli, P-wave velocities, and thermal conductivities of Asan Gneiss, Boryeong Shale, and Yeoncheon Schist in Korea. *Engineering Geology*, Svazek 147-148, pp. 68-77.

Marinos, V., Marinos, P. & Hoek, E., 2005. The geological strength index: applications and limitations. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, Svazek 64, pp. 55-65.

Martin, R. A., 1966. *The effect of moisture on the compressive and tensile strength on variety of rock materials*. University of Missouri, Rolla, Missouri: Diplomová práce.

Masuda, K., 2001. Effects of water on rock strength in a brittle regime. *Journal of Structural Geology*, Issue 23, p. 1653-1657.

McLamore, R. & Gray, K. E., 1967. The Mechanical Behavior of Anisotropic Sedimentary Rocks. *Journal of Engineering for Industry*, Issue 89, p. 62-73.

Mencl, V., 1966. *Mechanika zemin a skalních hornin*. Praha: Academia, nakladatelství Československé akademie věd.

Nasser, M. H. B., Rao, K. S. & Ramamurthy, T., 2003. Anisotropic strength and deformational behavior of Himalayan schists. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, Issue 40, pp. 3-23.

Pao, X. D., 1988. *Numerical modelling of rock movements around mine openings*. Imperial College, London: Disertační práce.

Paterson, M. S., 1978. *Experimental Rock Deformation - The Brittle Field*. Berlin Heidelberg: Springer-Verlag.

Ramamurthy, T., 1993. Strength and Modulus Responses of Anisotropic Rocks. V: *Comprehensive Rock Engineering: Principles, Practice & Projects*. 1st ed. editor Oxford: Pergamon Press.

Ramamurthy, T., Venkatappa Rao, G. & J., S., 1993. Engineering behaviour of phyllites. *Engineering Geology*, 33(3), pp. 209-225.

Rawling, G. C., Baud, P. & Wong, T. F., 2002. Dilatancy, brittle strength, and anisotropy of foliated rocks: Experimental deformation and micromechanical modeling. *Journal of Geophysical Research: Solid Earth*, 107(B10).

Rott, J., 2018. *Mechanika skalních hornin - pevnost 3*.

Rott, J., 2018. *Ústní sdělení*. Univerzita Karlova v Praze, Albertov 6, Praha: dne 1. srpna 2018.

Sabatakakis, N. & Tsiambaos, G., 1983. Anisotropy of Central Macedonia Phyllite and its effect on the uniaxial compressive strength. *Bull PWRC*, Issue 1-2, pp. 26-32.

Saeidi, O., Rasouli, V., Vaneghi, R. G. & Gholami, R., 2014. A modified criterion for transversely isotropic rocks. *Geoscience Frontiers*, 5(2), pp. 215-225.

Saroglou, H., Marinos, P. & Tsiambos, G., 2004a. Applicability of the Hoek-Brown failure criterion and the effect of the anisotropy on intact rock samples from Athens Schist. *The Journal of The South African Institute of Mining and Metallurgy*, pp. 209-216.

Saroglou, H., Marinos, P. & Tsiambos, G., 2004b. The anisotropic nature of selected metamorphic rocks from Greece. *The Journal of The South African Institute of Mining and Metallurgy*.

Saroglou, H. T. G., 2008. A modified Hoek-Brown failure criterion for anisotropic intact rock. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, Issue 45, p. 223-234.

Skempton, A. W., 1984. Effective Stress in Soils, Concrete and Rocks. V: *Selected Papers on Soil Mechanics*. místo neznámé: Thomas Telford Publishing, p. 106-118.

Stehlík, M., 2009. *Vady dřeva, sanace*. [Online] Available at: www.szk.fce.vutbr.cz/vyuka/CI57/VADY%20DŘEVAaSANACEpřednáškaCI57.ppt [Přístup získán 4 Srpen 2018].

Škopek, J., Ťavoda, O. & Drozd, K., 1986. *Mechanika hornin I.* Praha: Státní pedagogické nakladatelství Praha.

Thuro, K., Plinninger, R. J., Zäh, S. & Schütz, S., 2001. Scale Effects in Rock Strength Properties. V: *Rock Mechanics: A Challenge for Society : Proceedings of the ISRM Regional Symposium Eurock 2001 Espoo*. Lisse: Swets & Zeitlinger B.V..

Turcay, E. & Hasancebi, N., 2009. The effect of length to diameter ration of test specimens on the uniaxial compressive strength of rock. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 68(491).

Usol'tseva, O., Tsoi, P. & Semenov, V., 2017. The Influence of Anisotropy Angle on the Strength and Deformation Properties of Artificial Geomaterials and Rocks. *Procedia Engineering*, Issue 191, pp. 512-519.

Walsh, J. B. & Brace, W. F., 1964. A fracture criterion for brittle anisotropic rock. *Journal of Geophysical Research*, 69(16), pp. 3449-3456.

Zhang, X. P., Wong, L. N. Y., Wang, S. J. & Han, G. Y., 2011. Engineering properties of quartz mica schist. *Engineering Geology*, Issue 121, pp. 135-149.